



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

JUHO KEITAANNIEMI
TERÄSBETONIRAKENTEIDEN PALOMITOITUS KORJAUSRA-
KENTAMISESSA
Diplomityö

Tarkastaja: professori Ralf Lindberg
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Rakennetun ympäristön tiedekunta-
neuvoston kokouksessa 7. marras-
kuuta 2012

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

KEITAANNIEMI, JUHO: Teräsbetonirakenteiden palomitoitus
korjausrakentamisessa

Diplomityö, 58 sivua, 25 liitesivua

Elokuu 2013

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Ralf Lindberg

Avainsanat: korjausrakentaminen, betonirakenteet, palomitoitus

Rakennusten rakenteet on suunniteltava kestäväksi tulipalon aiheuttamat rasitukset. Rakennukselta vaadittavan palonkestoajan määrittelee rakennuksen käyttötarkoitus. Käyttötarkoituksen muuttaminen vaatii usein olemassa olevien rakenteiden palonkestävyyden selvittämistä. Tämän tutkimiseen ei ole yhtenäisiä vakiintuneita käytäntöjä. Mikäli ei voida osoittaa riittävää palonkestoaikaa, joudutaan turvautumaan palosuojausten käyttöön. Tämän diplomityön tavoitteena on luoda toiminta- ja mitoitusohje palonkestoajan selvittämiseen vanhoissa teräsbetonirakenteisissa paikalla valetuissa rakennuksissa.

Työ jakaantuu kahteen osaan: Kirjallisuusanalyysissä selvitetään nykyisten ja vanhempien normien sallimat keinot betonirakenteiden palonkestävyyden osoittamiseksi. Tapaustudkimusosassa on esimerkkikohteiden avulla kehitetty palomitoituksen kannalta oleellisia kenttätutkimuksia ja yksinkertaisia laskennallisia menettelyitä. Lopussa esitetään toiminta- ja mitoitusohjeita sekä Insinööritoimisto Lauri Mehto Oy:n toimintaohje vanhan rakennuksen teräsbetonirakenteiden palomitoituksessa.

Työn tuloksien perusteella olemassa olevien rakenteiden palonkestävyyden selvittäminen onnistuu vain tutkimalla kohdetta. Alkuperäisten suunnitelmien mukaisiin palonkestävyyksiin ei voida sellaisenaan tukeutua. Kohteella on tehtävä huolelliset kenttätutkimukset, sekä perehdyttävä sen suunnitteluasiakirjoihin. Lähtötietojen hankinta on prosessin tärkein vaihe. Suunnittelumenetelmien vertailun, työmäärän ja tarkkuuden osalta, on taulukkomitoitus ensisijainen mitoitusmenettely. Yksinkertaisista laskentamenetelmistä on suositeltavaa käyttää isotermin-500-menetelmää.

Ennen kenttätutkimuksien aloittamista on huolellisesti perehdyttävä kohteeseen ja tehtävä tutkimussuunnitelma. Rakenteiden betonipeitepaksuuksien mittaaminen on tärkein yksittäinen kenttätutkimustoimenpide. Tutkimuksen mittaus- ja näytemäärä on aina sovitettava tutkittavaan rakennukseen. Tutkimus on suoritettava otantatutkimuksena. Otantatutkimuksessa virhemarginaalien hallinta korostuu. Lähtötietojen tarkkuus määrittelee suurimman osan korjauskohteen palomitoituksen laadusta, joten mittauksen ja tutkimusten virheet on arvioitava erityisen huolellisesti.

Yksinkertaisten laskentamenetelmien käyttö on taloudellisesti kannattavaa vasta, kun mahdollisesti suojattava pinta-ala on riittävän suuri. Ennen yksinkertaisten laskentamenetelmien käyttöä on suositeltavaa suorittaa lisätutkimuksia kentällä, joilla on työn tuloksien perusteella suurin vaikutus lopputulokseen. Laskelmien tärkein vaihe on poikileikkauksen lämpötilan kehityksen mallintaminen.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

KEITAANNIEMI, JUHO: Structural fire design of reinforced concrete in repair construction

Master of Science Thesis, 58 pages, 25 Appendix pages

August 2013

Major: Civil Engineering

Examiner: Professor Ralf Lindberg

Keywords: repair construction, concrete structures, structural fire design

The structures of the buildings must be designed to hold the stresses caused by fire. The fire-resistance period is defined by the intended use of the building. Changes in the use of buildings often require estimation the fire resistance to existing structures. There are for no uniform established practices for examining it. If a sufficient fire-resistance period cannot be pointed out, external fire protections need to be used. The objective of this thesis is to create the instructions for the design of a fire resistance period in old reinforced concrete structures.

The thesis is divided into two parts. First part is literature analysis that handles the permissible methods of present and older design codes. Second part is case study, where essential field research methods and simplified calculation methods are developed. In the end of the thesis, instructions for the design of a fire resistance period in reinforced concrete structures in old buildings and the working method of engineering office Lauri Mehto Oy are presented.

The conclusion of this thesis is that estimation of the fire resistance of existing structures succeeds only by true field research. Original fire resistance design cannot be used without supplemental research. Thorough field research must be conducted and the original design documents should be studied. Initial data collection is the most important stage of the process. When the design methods are compared, the table design is a primary design method. A 500-isotherm method is recommended of all simplified calculation methods.

Before conducting field research, individual research plan should be done for the building. The measurement of the concrete cover depth is the most important individual field research method. The amount of samples and measurements of the study should always be fitted into a specific building. The study is performed as stochastic sampling study. In stochastic sampling study margin of error and managing it emphasizes. The exactness of initial data defines most of the quality of the fire resistance period design. So mistakes of the investigations should be especially carefully estimated.

The use of simplified calculation methods makes economically sense only when the area possibly protected is large enough. Before using the calculation methods, it is recommend to carry out further investigations, which had the greatest impact on the final results according to this study. The most important stage of calculations is the modelling of the temperature in the cross section.

ALKUSANAT

Haluan kiittää Tampereen Teknillisen Yliopiston professori Ralf Lindbergiä ja Insinööritoimisto Lauri Mehto Oy:n toimitusjohtajaa diplomi-insinööri Simo-Pekka Valtosta työni tarkistamisesta ja ohjauksesta. Erityiset kiitokset haluan osoittaa diplomi-insinööri Pekka Kokolle, jonka kommentit ja parannusehdotukset tulivat tarpeeseen ja selkiyttivät ajatuksiani. Lisäksi haluan kiittää diplomi-insinööri Maarit Tiihosta ja yhteiskuntatieteiden ylioppilas Elli-Mari Huhtasta tekstien oikolukemisesta sekä kaikkia muita henkilöitä, jotka ovat olleet vaikuttamassa työni valmistumiseen.

SISÄLLYS

Tiivistelmä	ii
Abstract	iii
Alkusanat	iv
Termit ja niiden määritelmät	vii
1 JOHDANTO	1
1.1 Tutkimuksen tausta	1
1.2 Tutkimuksen tavoitteet	1
1.3 Tutkimusmenetelmät	2
1.4 Työn rajaukset	2
2 KIRJALLISUUSKATSAUS	3
2.1 Paloturvallisuus	3
2.1.1 Rakennuksen omistajan velvollisuudet	3
2.1.2 Rakennusvalvonnan tehtävät	3
2.2 Korjausrakentamisen yleisiä periaatteita	4
2.3 Betoninormien ja -ohjeiden kehitys Suomessa	5
2.4 Betonirakenteiden palomitoituksen kehitys Suomessa	6
2.5 Teräsbetonin materiaaliominaisuudet palotilanteessa	7
3 PALOTEKNINEN MITOITUS	9
3.1 Palo-olosuhteet	9
3.1.1 Todellinen tulipalo	10
3.1.2 Standarditulipalo	11
3.1.3 Muut paloaltistukset	11
3.2 Rakenteellisen mitoituksen periaatteet	11
3.2.1 Rakenteen staattinen toimintamalli	12
3.3 Eurokoodin mukainen betonirakenteiden palomitoitus	14
3.3.1 Palotilanteen materiaaliominaisuudet Eurokoodissa	15
3.3.2 Taulukkomitoitus	17
3.3.3 Yksinkertaistetut laskentamenetelmät	19
4 LÄHTÖTIETOJEN HANKKIMINEN SUUNNITTELUKOhteista	21
4.1 Rakennejärjestelmä	21
4.1.1 Piirustukset	21
4.1.2 Tutkimussuunnitelma	22
4.1.3 Kenttätutkimukset	22
4.2 Betoniterästen sijainti	23
4.2.1 Rakenneavaukset	24
4.2.2 Betonipeitepaksuusmittaukset	25
4.2.3 Betonipeitepaksuusmittauksien tulkinta	26
4.2.4 Muut betonipeitepaksuusmittausmenetelmät	27
4.3 Betonin ja terästen lujuuden selvitys	28
4.3.1 Piirustuksissa esitetyt tiedot	28

4.3.2	Betonin vetokokeet	30
4.3.3	Betonin puristuslujuuskokeet.....	31
4.3.4	Betoniterästen vetokoe.....	32
5	MITOITUSESIMERKIT ERILAISILLE POIKKILEIKKAUKSILLE	34
5.1	Case 1: Suorakaidepoikkileikkaus	34
5.1.1	Laskentamenetelmät	34
5.1.2	Menetelmien vertailu	35
5.2	Case 2: Alalaattapalkisto.....	35
5.2.1	Palomitoituksen haasteet.....	35
5.2.2	Esimerkkikohde	36
5.3	Case 3: Laattapalkki	36
5.3.1	Palomitoituksen haasteet.....	37
5.3.2	Laskennan kulku	37
5.4	Case 4: Suorakaidepilari	38
5.4.1	Esimerkkikohde	38
6	TOIMINTA- JA MITOITUSOHJEITA RAKENNESUUNNITTELIJALLE.....	39
6.1	Yleistä	39
6.2	Tutkimuksen vaiheet	40
6.2.1	Tutkimussuunnitelma ja lähtötiedot.....	40
6.2.2	Kenttätutkimukset	41
6.3	Taulukkomitoituksen menettelytavat	43
6.4	Yksinkertaisten laskennallisten menetelmien menettelytavat.....	44
6.5	Raportointi	45
6.6	Yhteenveto toimintamallista	45
	LÄHTEET.....	47
	LIITTEET	50

TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

Betoninormi	Betoninormi on yleisnimitys betonirakenteiden suunnittelua määrittäville ohjeille ja määräyksille.
Betonipeitepaksuusmittaus	Ainetta rikkomaton sähkömagneettiseen induktioon perustuva mittaus, jolla selvitetään, kuinka syvällä teräsbetonirakenteen raudoitteet ovat.
Betonipeitepaksuusjakauma	Betonipeitepaksuusjakaumassa on esitetty betonipeitepaksuusmittauksen betonipeitteet frekvenssin suhteen.
Eurokoodi	Tässä betonirakenteiden voimassaoleva suunnitteluohje (SFS-EN 1992).
Kenttätutkimus	Kenttätutkimus on yleisnimitys kohteella tehtäville tutkimuksille.
Kuntoarvio	Kuntoarviolla tarkoitetaan silmämääräiseen katselmukseen perustuvaa arviota rakenteen tai rakennuksen korjaustarpeesta.
Lieskahdus	Äkillinen olosuhdemuutos, jossa suljetussa tilassa olevien palavien tarvikkeiden pinnat kokonaisuudessaan syttyvät. Lieskahdus myös aloittaa yleispalovaiheen.
Mitoituspalo	Mitoituspalo on tapa määritellä palonkehitys mitoittamista varten. Standardipalo voi olla mitoituspalo, jos sitä käytetään paloaltistuksena laskelmissa.
Paloaltistus	Paloaltistus on materiaalin tai rakenteen altistuminen korkealle lämpötilalle, joko liekeillä tai ilman.
Palomitoitus	Palomitoitus on rakenteen mitoitus siten, että se täyttää toimivuusvaatimukset palotilanteessa.
Palonkesto aika	Minuutteina ilmaistu aika, jonka rakennusosan on todettu täyttävän sille asetetut vaatimukset viranomaisen hyväksymän koemenetelmän mukaisessa polttokokeessa tai laskennallisesti määritettynä

Palosuojaus	Palosuojaus on kantavan tai osastoivan rakennusosan pintaan kiinnitetty verhous tai pinnoite, jonka tarkoituksena on lisätä rakennusosan palonkestävyysaikaa.
Puristuskoe	Puristuskokeella tarkoitetaan standardin SFS-EN 12504-1 mukaista betonin puristuslujuuden testausmenetelmää määrätyn kokoisille koekappaleille.
Rakennejärjestelmä	Rakennejärjestelmä tarkoittaa rakennuksen kantavien rakenteiden toimintatapaa. Rakennejärjestelmässä kuormitukset siirtyvät rakenteelta toiselle.
Rakennuksen käyttötarkoitus	Rakennuksen käyttötarkoitus määräytyy sen mukaan, mihin suurinta osaa rakennuksen kerrosalasta käytetään. Käyttötarkoituksen mukaan rakennus voi olla asuinrakennus, liikerakennus tai toimistorakennus.
Staattinen toimintamalli	Rakenteen staattinen toimintamalli kertoo kuinka rakenteen on oletettu toimivan rasituksessa. Kaikki laskennallinen mitoittaminen perustuu rakenteen toimintamallin tuntemukseen.
Standardipalo	ISO 834 aika-lämpötilakäyrän mukainen paloaltistus, johon taulukkopalomitoituksen lämpötilat yleensä perustuvat.
Taulukkomitoitus	Taulukkomitoitus on mitoitusmenetelmä, jossa tiettyä palonkestoaikaa vastaavat poikkileikkauksen vähimmäismitat ja raudoitteiden betonisuojaus voidaan määrittää suoraan taulukoista.
Tartuntavetolujuuskoe	Tartuntavetolujuuskokeella tarkoitetaan suoraan rakenteen pinnasta standardin SFS 5446 mukaan tehtyjä tartuntavetokokeita.
Vetolujuuskoe	Vetolujuuskokeella tässä tarkoitetaan standardin SFS 5445 mukaista näyteköpaleelle laboratoriossa tehtyä koevetoa.

1 JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Vanhojen rakennusten käyttötarkoituksen muuttaminen vaatii usein olemassa olevien rakenteiden palonkestävyyden selvittämistä. Yleensä muutoskohteissa sisätilojen betonirakenteet halutaan jättää näkyviin, eikä palosuojaus pelkästään varmuuden vuoksi ole taloudellisestikaan kovin järkevää.

Paloteknisessä mitoituksessa pelkkä viittaus vanhojen rakenteiden alkuperäiseen palonkestoajan suunnittelutavoitteeseen ei riitä. Karkea arvio kantavien teräsbetonirakenteiden palonkestoajasta tehdään yleensä terästen betonipeitepaksuusmittausten keskiarvolla, jota verrataan suunnitteluohjeiden keskiarvon vähimmäisarvoihin, joille on laskettu valmiiksi palonkestoajoja 30 minuutin välein.

Menetelmä on karkea jo pelkästään mitattujen betonipeitepaksuuksien suhteen, sillä peitejakaumaan sisältyvät työteräksiset ja hakateräksiset, jotka eivät vaikuta poikkeileikkauksen toimintaan.

Mikäli tällä yksinkertaisella tarkastelulla ei voida osoittaa riittävää palonkestoaikaa, joudutaan turvautumaan palosuojauksen käyttöön. Kuitenkin vanhalla rakenteella on todennäköisesti paljon ylimääräistä varmuutta, sillä se on mitoitettu oman aikansa normeilla, jotka ovat nykyisiin normeihin nähden enemmän varmalla puolella. Jos tämä ylimääräinen varmuus pystyttäisiin osoittamaan helposti, voitaisiin tällaisissa korjauskohteissa säästää merkittäviä määriä materiaaleja ja toisaalta myös suunnittelutyötä. Usein alkuperäinen sisätilojen betoniarkkitehtuuri on säästämisen arvoinen, eikä sitä haluta piilottaa palosuojauksella.

Tämän diplomityön tarkoitus on tutkia menetelmiä, joilla saadaan palomitoitusta varten riittävän luotettavia lähtötietoja vanhoista rakenteista sekä kehittää taulukkomitoitusta ja tärkeimpiä yksinkertaisia laskennallisia mitoitusmenetelmiä tyypillisille rakennepoikkileikkauksille.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Tutkimuksen tavoitteena on luoda toiminta- ja mitoitusohje palonkestoajan selvittämiseen teräsbetonirakenteisissa kohteissa. Mitoitus etenee tarkentuvassa järjestyksessä, yksinkertaisimmasta selvityksestä monimutkaisimpaan. Lisäksi tavoitteena on selvittää ne seikat, jotka suunnittelijan tulee huomioida selvittäessään kohteen palonkestoajoja.

Käytettävät menetelmät on järjestettävä yksinkertaisimmasta monimutkaisimpaan (ja työläimpään) ajatellen tuloksien teknillistä laatua ja tutkimuksen hintaa.

1.3 Tutkimusmenetelmät

Tutkimusmenetelmänä käytetään sekä kirjallisuusanalyysiä että tapaustutkimusta. Tapaukset ovat rakennepoikkileikkausesimerkkejä. Palomitoitus tutkimuksessa pohjautuu Eurokoodiin.

Korjauskohteen palomitoituksen lähtötiedot voidaan hankkia suunnitelmista ja/tai rakennuksesta itsestään erilaisilla tutkimusmenetelmillä. Työssä tutustutaan tutkimusmenetelmiin, joilla voidaan selvittää rakenteen paloteknisen mitoituksen kannalta oleellisia seikkoja. Kenttätutkimusmenetelmiä on kehitetty ja testattu pääkaupunkiseudulla sijaitsevilla kohteilla: Pohjantie 3, Espoo; Santaradantie 10, Vantaa; Bulevardi 26, Helsinki ja Unioninkatu 8, Helsinki. Lisäksi käytössä on ollut aikaisemmin tehtyjen rakenneselvitysten raportteja.

Käytetyt rakenneleikkaukset ovat paikallavaletuissa rakennuksissa käytettyjä palkki- ja pilarirakenteita. Esimerkkirakenteet on valittu vastaamaan mahdollisimman monipuolisesti tyypillisiä kohteita. Mitoitus esitellään yksinkertaisilla laskentamenetelmillä ja taulukkomitoituksella.

Lopuksi laaditaan toiminta- ja mitoitusohjeita rakennesuunnittelijalle. Ohjeiden avulla rakennesuunnittelija pystyy suunnittelemaan korjauskohteen rakenteellisen palomitoituksen. Ohjeistuksessa tiivistetään diplomityön oleelliset tulokset ja esitetään suositeltavat mitoitusmenettelyt. Tämän diplomityön perusteella tullaan laatimaan Insinööritoimisto Lauri Mehto Oy:n suunnittelu- ja toimintaohje.

1.4 Työn rajaukset

Työssä on aineistona vuosina 1940-1980 rakennettuja, sisätiloissa olevia, paikallavalettuja teräsbetonirakenteita. Näiden runkorakenteiden säilyvyysvaurioiden aiheuttamaan rakenteiden heikentymiseen ei perehdytä. Työ rajataan yksittäisten rakennusosien kantavuuden mitoittamiseen palotilanteessa. Muita suunnittelussa tarvittavia paloturvallisuusseikkoja ei käsitellä.

2 KIRJALLISUUSKATSAUS

2.1 Paloturvallisuus

Paloturvallisuus on kokonaisuus, johon päästään eri osapuolien samaan suuntaan tähtäävin toimin. Tämä kokonaisuus on yksi tärkeimmistä rakennukselle asetettavista vaatimuksista, heti kantavuuden jälkeen. Hyvällä paloturvallisuudella halutaan välttyä ensisijaisesti henkilövahingoilta, mutta myös omaisuusvahingoilta. [1 s. 12]

Maankäyttö- ja rakennuslaki vaatii rakennukselta paloturvallisuutta. Korjaus- ja muutostyöltä edellytetään, että käyttäjien turvallisuus tai terveys ei vaarannu. Kantavien rakenteiden palomitoituksen avulla rakennuksiin ja henkilöihin kohdistuvat vahingot voidaan välttää tai niitä voidaan huomattavasti vähentää. [2]

Rakennusten rakenteellinen paloturvallisuus määritellään suunnitteluvaiheessa. Rakenteet suunnitellaan siten, että ne kestävät tulipalon aiheuttamat rasitukset tietyn, ennalta määrätyn ajan. Palosuunnittelu ei rajoitu pelkästään rakenteiden mitoittamiseen, vaan koko rakennuksen kokonaisvaltaiseen suunnitteluun. Paloturvallisuuteen liittyviä rakenteellisia ratkaisuja voidaan korvata tarvittaessa mm. automaattisella paloilmoituksella tai sammutuslaitteistolla.

2.1.1 Rakennuksen omistajan velvollisuudet

Rakennuksen omistajan ja haltijan sekä toiminnanharjoittajan on omalta osaltaan huolehdittava siitä, että rakennus ja sen ympäristö pidetään paloturvallisena. Tällöin on huolehdittava, että tulipalon syttymisen ja leviämisen vaara on mahdollisimman vähäinen. Paloturvallisuudesta huolehtimisen lisäksi lainsäädännössä määrätyt tai viranomaisten määräämät varusteet ja laitteet on pidettävä toimintakunnossa. [3 s. 6]

Maankäyttö- ja rakennuslaki velvoittaa pitämään rakennuksen ympäristöineen sellaisessa kunnossa, että se jatkuvasti täyttää terveellisyyden, turvallisuuden ja käyttökelpoisuuden vaatimukset eikä aiheuta ympäristöhaittaa tai rumenna ympäristöä. Jos rakennuksesta on ilmeistä vaaraa esimerkiksi paloturvallisuudelle, voi rakennusvalvontaviranomainen määrätä sen korjattavaksi tai purettavaksi. [4 s. 18]

2.1.2 Rakennusvalvonnan tehtävät

Suomen Rakennusmääräyskokoelman osa E1 määrittelee rakennusten paloturvallisuutta. Sen määräyksiä on noudatettava uudisrakentamisessa. Paloturvallisuusvaatimusten

toteuttamisen valvonta kuuluu lupahakemuksia käsitteleville rakennusvalvontaviranomaisille ja luvasta päättävälle lautakunnalle. [4 s. 18-19]

Rakennusvalvontaviranomaisten tehtäviin kuuluu jatkuva valvonta, jossa huolehditaan, että rakennettu ympäristö on myönnettyjen lupien mukaisessa kunnossa. Rakennukset tulee säilyttää nimenomaan luvanmukaisina: niille ei voida asettaa uusia, taannehtivia vaatimuksia, jotka eivät perustu aikanaan myönnettyyn rakennuslupaan ja silloin voimassa olleisiin säännöksiin. [4 s. 18-19]

Rakennusvalvonnalta korjausrakentaminen edellyttää rakentamisesta annettujen säännösten ja määräysten joustavaa soveltamista. Lupahakemuksen käsittely on tavallista työläämpää, koska se yleensä vaatii ennakko-ohjausta, neuvontaa ja eri viranomaisten yhteistyötä. [4 s. 20]

Korjausrakentamisessa määräysten soveltaminen riippuu rakennuksen erityisominaisuuksista sekä tilojen korjaus- ja muutostöitä seuraavasta käyttötarkoituksesta. Korjausrakentamisessa käyttötarkoituksesta johtuvat vaatimukset on suhteutettava kulloistenkin todellisten riskien mahdollisuuksiin. Rakennuslupa tarvitaan sellaiseen muutos- ja korjaustyöhön, joka on verrattavissa rakennuksen rakentamiseen, sekä rakennuksen laajentamiseen tai sen kerrosalaan laskettavan tilan lisäämiseen. [4 s. 20]

Vanhan rakennuksen käyttötarkoitus olisi edullista valita siten, että rakennuksen turvallisuustaso vastaa käyttöön soveltuvaa tasoa ilman suuria muutostöitä. Paloturvallisuudeltaan heikotasoiseen rakennukseen pitäisi sijoittaa toimintoja, joiden turvallisuusvaatimukset ovat vähäiset.

2.2 Korjausrakentamisen yleisiä periaatteita

Vanhan rakennuskannan moninaisuus, joka on syntynyt eri tyylikausien, rakentamistapojen ja eriaikaisten rakentamissäännösten vallittaessa on aina tehnyt vaikeaksi, ellei jopa mahdottomaksi antaa erityisiä määräyksiä korjausrakentamiselle. [4 s. 17]

Korjausrakentamisessa lähtökohtana ovat rakennusajankohtaa vastaavat säädökset, näin ollen korjausrakentamisessa usein joudutaan soveltamaan määräyksiä ja ohjeita. Vanhaa rakennusta käsitellään sen omista lähtökohdista. Soveltamisen aste riippuu oleellisesti rakennuksen paloriskin suuruudesta. [5 s. 8]

Korjaushankkeessa korostuu erityisesti eri tahojen yhteistyön tärkeys ja eri aikakausille tyypillisten rakennus- ja suunnittelutapojen tuntemus. Rakennesuunnittelijalta vaaditaan poikkeuksetta kokemusta suunnittelutehtävistä, sillä hänen on tehtävä työsäään paljon soveltavia ratkaisuja.

Korjaushankkeen suunnittelussa on erityisen tärkeää tuntea kohteen rakentamisen aikana ollutta rakennuslainsäädäntöä. Suunnittelijan on selvitettävä parhaalla mahdollisella tavalla rakentamisaikaisen ohjeistuksen ja rakennuslainsäädännön pääpiirteet.

Rakennuksen korjaus- ja muutostöissä sekä rakennuksen tai sen osan purkamisessa on huolehdittava siitä, ettei historiallisesti tai rakennustaiteellisesti arvokkaita rakennuksia tai kaupunkikuvaa turmella. Historiallisten arvojen arvioiminen on aina annettava alan asiantuntijoiden tehtäväksi. [5 s. 13]

2.3 Betoninormien ja –ohjeiden kehitys Suomessa

Betonirakentamista koskevat ohjeet ja määräykset ovat muuttuneet ja kehittyneet useita kertoja vuosien varrella. Ohjeiden kehityksen tunteminen auttaa tekemään oikeita valintoja korjaussuunnittelussa.

Ennen ensimmäistä maailmansotaa toiminut Betoniklubi laati Helsingin rakennuskonttorin toimeksiannosta vuonna 1913 Helsingin kaupungin määräykset betoni- ja rautabetonirakenteista, joita noudatettiin seuraavat 15 vuotta. Nämä varhaiset ohjeet ovat Tekniikan käsikirjasta [7]. Vuonna 1929 Valtioneuvosto vahvisti Suomen Betoniyhdistyksen laatimat Betoni- ja Rautabetonirakenteiden määräykset. [6 s. 20]

Nämä ensimmäiset suomalaiset betoninormit sekä vuoden 1936 normit ja niihin vuonna 1941 tehdyt muutokset olivat erittäin saksalaisvaikutteisia. Minimisementtimääränä oli vuodesta 1939 lähtien ollut 270 kg/m^3 . Vasta 1941 tehdyissä muutoksissa otetaan ensimmäistä kertaa kantaa betonin suhteutuksen valvontaan ja laadunvarmistukseen. Tätä ennen vesisementtisuhdetta ei valvottu, vaikka olemassa olevissa ohjeissa oli määritelty veden, sementin ja kiviaineksen määrät karkealla tasolla. [6 s. 20] [7]

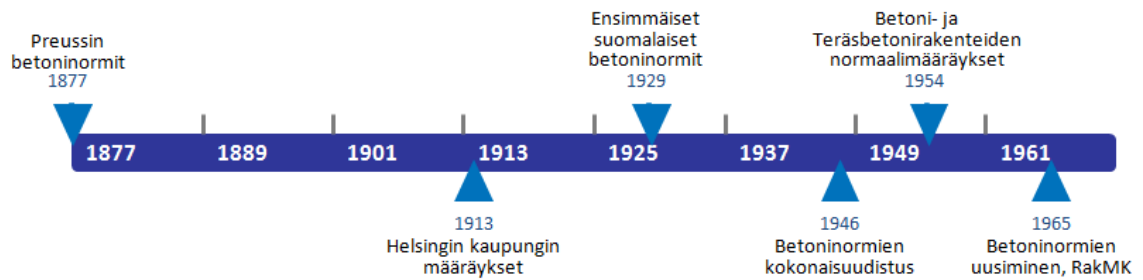
Toisen maailmansodan jälkeen betoninormeja uudistettiin huomattavasti. Vuoden 1946 normeissa sovelletaan runkoaineen rakeisuuskäyrää ja käytetään vesisementtisuhdetta. Betonit jaotellaan kolmeen luokkaan A-, B- ja C-betoniksi betonin valmistuksen laadunvalvonnan perusteella. Vuoden 1946 lisäyksessä annetaan myös ensimmäiset ohjeet harjaterästen käyttöön. Harjateräksiä oli kuitenkin käytetty jo aikaisemmin, mutta niiden parempaa tartuntalujuutta ei huomioitu laskelmissa mitenkään. [6 s. 21]

Vuonna 1954 julkaistiin uudet Betoni- ja Teräsbetonirakenteiden normaalimääräykset teknillisine ohjeineen. Näissä normeissa betoni luokiteltiin ensimmäisen kerran eri lujuusluokkiin merkinnöillä K60-K450. Näissä normeissa otettiin käyttöön betonirakentamisen kokeellinen laadunvarmistus. 1954 normeissa annettiin ensimmäistä kertaa mahdollisuus mitoittaa rakenne myös varmuuskertoimia käyttämällä. [6 s. 21]

Vuonna 1965 julkaistiin uudet betoninormit, koska betonitekniikan ja uusien rakennusmenetelmien kehittyminen olivat tehneet välttämättömäksi normien perusteellisen uusimisen. Näissä normeissa oli ensimmäistä kertaa määräyksiä raudoitusta suojaavasta betonipeitepaksuudesta ja onnettomuustilanteissa sallituista pienemmistä varmuuskertoimista. Vuoden 1965 normeihin tehtiin korjauksia ja lisäyksiä useassa vaiheessa, mutta varsinaisesti normit säilyivät lähes muuttumattomina 1970-luvun normiuudistukseen saakka. [8 s. 3, 36, 69]

1970-luvun normiuudistuksessa normia tarkennettiin, mutta varsinaisiin mitoitusmenetelmiin ei puututtu. 1970-luvulla annettiin ensimmäiset varsinaiset palomitoitusohjeet ja 1970-luvun normeissa tuli myös ensimmäistä kertaa tarkka ohje kovettuneen betonin kelpoisuuden toteutamiselle. Vuonna 1976 koottiin Suomen Rakentamismääräyskokoelma, jonka yksi tärkeä osa betoninormit ovat.

Tarkastelujaksolle ei mahdu muita merkittäviä betoninormiuudistuksia.



Kuva 1: Betoninormien ja -ohjeiden kehitys Suomessa 1970-luvulle

2.4 Betonirakenteiden palomitoituksen kehitys Suomessa

Ensimmäiset palomääräyksien tapaiset kiellot ja ohjeistukset annettiin jo 1300-luvun puolivälissä. Tuolloin ruotsalaisessa rakennuskaareissa annettiin ensimmäisiä ohjeistuksia asemakaavoituksesta, kattomateriaaleista sekä palomuuureista. Lisäksi oli annettu yksittäisiä määräyksiä, kuten että kirkon ovien on auettava ulospäin. Varsinaisesti paloturvallisuutta alettiin kehittää kaavoituksella 1800-luvulla, jolloin syntyi empirekaava. Empirekaava täyttää vielä nykyisetkin asemakaavalle asetetut paloturvallisuuden vaatimukset. [4 s. 11] [9 s. 18]

Ensimmäiset koko maata koskevat palomääräykset olivat vuonna 1936 annetut paloluokitusmääräykset. Rakennusten ja rakennusosien palonkestävyydelle oli annettu omat luokkansa, joita tuli käyttää rakennusmääräyksissä ja kunnallisissa säännöstoissa. [4 s. 12]

Vuonna 1962 tuli voimaan määräys rakennusten ja rakennusosien palonkestävyydestä. Tähän määräykseen oli ensimmäistä kertaa sisällytetty käsitteet palokuorma ja palonkesto aika, jotka mahdollistivat palorasituksen tarkemman huomioinnin suunnittelussa. Samassa yhteydessä annettiin eri rakennetyypeille palonkesto aikoja. Betonirakenteille ei kuitenkaan ollut vielä annettu viranomaisten hyväksymiä arvoja. [4 s. 13-14]

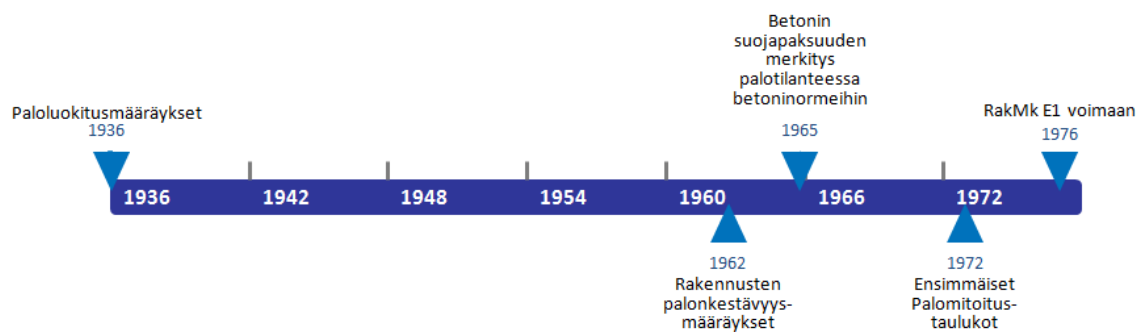
Betonirakenteita oli totuttu pitämään sellaisenaan palonkestävinä puurakenteisiin verrattuna, joten ensimmäiset viittaukset palonkestävyydestä olivat vasta vuoden 1965 betoninormeissa:

”Terästankoja suojaavan betonikerroksen paksuuden ja tankojen keskinäisten välien tulee olla niin suuria, että betoni suojaa tangot ruostumiselta ja *kuumuuden välittömältä vaikutukselta*.”

Lisäksi näissä normeissa on onnettomuusrajatilassa käytettävät kuormitusarvot. [8 s. 36 ja s. 69]

Vuonna 1972 sisäasianministeriö on määrännyt palotoimikuntaa kuultuaan teräsbetonirakenteille poikkileikkauksen kokoon ja suojabetonipaksuuteen verrattavat tuntiluokat. Nämä tuntiluokat ovat hyvin lähellä nykyisiä vaatimuksia lyhyillä palonkestoaajoilla, mutta pidemmällä palonkestoaajoilla näillä normeilla rakennetut kohteet on sallittu rakentaa pienemmällä betonipeitepaksuuksilla kuin nykyään. [10 s. 440-442] [15]

Suomen rakentamismääräyskokoelma koottiin 1976, jolloin myös rakenteellista paloturvallisuutta koskevat määräykset sisältävä osa E1 tuli voimaan. Näissä määräyksissä oli ensimmäiset laajamittaiset ohjeet suunnittelijalle palonkestävyyden vaikutusten huomiointiin suunnittelussa. Ohjeissa annetaan suunnittelijalle kaksi vaihtoehtoa palonkestävyyden laskemiseksi. Ensimmäisessä vaihtoehdossa käytetään materiaalien ominaislujuuksia ja pienennettyjä hyötykuorman arvoja. Toinen vaihtoehto sallii käytettäväksi teräksen lujuudesta hyödyksi 65 % suoraan hyödyksi. Lisäksi rakenteille annetaan pienimmät sallitut koot ja betoniteräksille suojapaksuudet 30 minuutin välein annettuihin palonkestoluokkiin. Nykyisellään tätä menettelyä kutsutaan taulukkomitoitukseksi. [11]



Kuva 2: Betonirakenteiden palomitoituksen kehitys Suomessa 1940-1980

2.5 Teräsbetonin materiaaliominaisuudet palotilanteessa

Teräsbetonirakenteissa rakenteessa vaikuttaa kaksi eri tavoin käyttäytyvää materiaalia, teräs ja betoni. Palotilanteessa näiden materiaalien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien tunteminen on tärkeää.

Tulipalossa terästen lämpenemisestä johtuva lujuusominaisuuksien heikkeneminen vaikuttaa oleellisesti rakenteen kantokykyyn. Terästen etäisyydet palolle alttiiseen betonipintaan ja betonipoikkileikkauksen mitat vaikuttavat teräksen lämpiämisnopeuteen tulipalon aikana. [12 s. 22 ja 32]

Teräksen kimmokerroin alenee lämpötilan kohotessa. Kuitenkin kimmokertoimen alenemista ei ole niin yksikäsitteisesti selvitetty, että kaikkialla käytettäisiin samoja suunnitteluarvoja, vaan suunnitteluarvot ovat erisuuria eri maissa. [12 s. 33]

Käyttölämpötila-alueen mitoituksessa teräksen viruminen on niin vähäistä, ettei sitä oteta huomioon. Sen sijaan korkeissa lämpötiloissa teräksen viruminen voi vaikuttaa merkittävästi rakenteen muodonmuutoksiin. Karkeasti voidaan arvioida, että noin 400 °C lämpötilassa alkaa betoniteräksen viruminen. Koska viruminen riippuu teräkseen vaikuttavan jännityksen lisäksi aina myös ajasta, ei lyhytaikaisessa rajussakaan tulipalossa teräksen viruminen ehdi vaikuttaa itse tulipalon aikana kovin paljon rakennepoikkileikkauksen muodonmuutoksiin. Sen sijaan betonin suuren lämpökapasiteetin vuoksi betonirakenne säilyy pitkään vielä tulipalon sammuttamisen jälkeenkin kuuma, joten raudoitteiden viruminen voi jatkua jopa useita tunteja palon jälkeen. [12 s. 34]

Teräsbetonirakenteissa betonin merkitys tulipalo-olosuhteissa ei rajoitu sen lujuusominaisuuksien säilymiseen, vaan betoni vaikuttaa ratkaisevasti myös raudoituksen

lujuusominaisuuksiin suojaamalla raudoituksen betoniterästankoja äkilliseltä kuumentumiselta. Kuumentuneen betonin ominaisuudet eivät ole yhtä yksikäsitteisiä kuin teräksen, koska betonin paloteknisiin ominaisuuksiin vaikuttavat lukuisat betonin ominaisuudet, kuten kiviaines, kosteuspitoisuus ja jännitystila. Suomalainen luonnonkiviaines vastaa melko hyvin Eurokoodissa eriteltyä silikaattipitoista kiviainetta. [12 s. 37-38]

Betonin puristuslujuus alenee lämpötilan kohotessa, aleneminen alkaa jännitystilasta riippuen tavallisella betonilla 100 – 350 °C lämpötilassa. Heikentyminen on aluksi melko hidasta, mutta nopeus lisääntyy lämpötilan ylittäessä 600 °C. Yksinkertaisissa tarkasteluissa betonin lujuudeksi voidaan olettaa nolla, kun lämpötila ylittää 500 °C. [12 s. 37-38]

Puristuslujuuden alenemisen lisäksi betoni alkaa lohkeilla korkeissa lämpötiloissa. Vieläkään ei yksiselitteisesti voida määritellä, mitkä olosuhdetekijät ja ominaisuudet lohkeilun aiheuttavat. Tutkimusten perusteella lohkeilun mahdollisuuteen vaikuttaa kuitenkin kosteuspitoisuus, jännitystila ja poikkileikkauksen mitat sekä muoto. [12 s. 46-48]

Tulipalon aikana kuumentunut betoni voi olla kuormituksesta riippuen palon alkuvaiheessa jopa lujempaa kuin ennen tulipaloa. Tulipalon jälkeen betonin viilennyttyä käyttölämpötilaansa, betonin lujuus laskee tulipaloa edeltäneestä lujuudesta. Tästä johtuen betonirakenteet on syytä tutkia myös tulipalon jälkeen, vaikka ne silmämääräisesti näyttäisivätkin hyväkuntoisilta. [12 s. 46]

3 PALOTEKNINEN MITOITUS

Joillakin rakennusmateriaaleilla palotekninen mitoitus on jo yhtä luonnollinen osa mitoitusprosessia kuin käyttölämpöolosuhteiden vaatima mitoitus, kun mitoitettavalta rakenteelta vaaditaan jokin tietty palonkestoaja. Teräsrakenteet kestävät ilman erillistä palonsuojausta vain poikkeustapauksissa vaaditun palonkestoajan. Niiden palotekniseen mitoitukseen sisältyy yleensä palosuojamateriaalin valinta ja tarvittavan suojauksen paksuuden mitoitus. Puurakenteen poikkileikkaus puolestaan pienenee palaessaan tietyllä nopeudella. Tällöin paloteknisessä mitoituksessa on lähinnä tarkistettava, onko rakenteella riittävä kuormituskapasiteetti ja tiiviys koko vaaditun palonkestoajan, kun rakenteen toimivaksi poikkileikkaukseksi otaksutaan hiiltymisnopeuden mukaan pienennetty poikkileikkaus. [12 s. 1]

Betonirakenteiden palonkestävyyteen vaikuttavat tulipalossa monet tekijät, kuten palotilan todellinen aika-lämpötilayhteys, raudotteiden suojabetonipeitekerroksen paksuus, rakenteen mitat ja rakenteen staattinen toimintamalli. Betonirakenteiden paloteknisen mitoituksen peruslähtökohtana on betonin ja teräksen materiaaliominaisuuksien muuttuminen lämpötilan muuttuessa. Tulipalossa lämpökuormitus yleensä kohdistuu vain osaan rakenteesta. Rakenteen sisäosien lujuusominaisuudet voivat olla normaaliolosuhteita vastaavat, kun pintakerroksissa lujuusominaisuudet on jo menetetty. Tulipalossa esiintyy vain harvoin voimakasta lämpökuormitusta ylhäältä alaspäin, joten palkki- ja laattarakenteiden yläpinnat säilyvät yleensä lähes normaaliolosuhteissa myös tulipalossa. [12 s. 60]

3.1 Palo-olosuhteet

Palamisen edellytykset ovat palavan aineen, hapen ja korkean lämpötilan olemassaolo. Syttymiseen tarvitaan lämmönlähde, joka voi olla kipinä, liekki tai riittävän korkeassa lämpötilassa oleva esine. Reaktion nopeus voi vaihdella hitaasta hapettumisesta räjähdysmäiseen palamiseen. [4 s. 23]

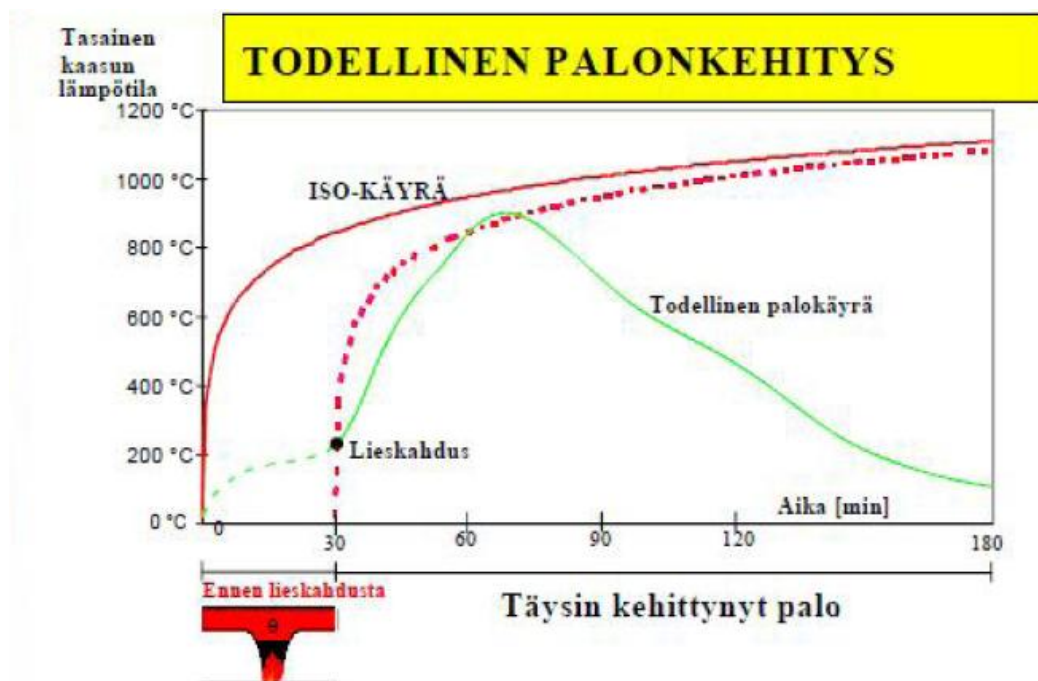


Kuva 3: Palokolmio. Kolme ominaisuutta jotka paloon tarvitaan. [13]

3.1.1 Todellinen tulipalo

Tulipalossa palotilan lämpötila muuttuu vaihteittain. Palo voidaan jakaa alkupaloon, varsinaisen tulipaloon ja jäähtymisvaiheeseen. Alkupalon aikana tulipalon sammuttaminen on vielä helppoa, mutta lieskahduksen jälkeen, kun varsinainen tulipalo alkaa, on sammuttaminen lähes mahdotonta. Lieskahdus on tulipalon äkillinen olosuhdemuutos, jossa lämpötila kohoaa lähes räjähdysmäisesti. Lieskahdus tapahtuu, kun lämpötila on kohonnut noin 350-550 °C:n lämpötilaan. Tästä alkavan varsinaisen tulipalon lämpiämisvaiheen pituus riippuu suuresti palokuorman määrästä ja palamiseen tarvittavan ilman riittävydestä. Varsinaisessa tulipalossa palotilan lämpötila kohoaa usein yli 1000 °C asteeseen. Palokuorman vähentyessä lämpötila laskee, ja varsinaisen tulipalon jäähtymisvaihe alkaa. Varsinainen tulipalo kestää yleensä tunnista muutamaan tuntiin, jos palo ei leviä muihin osastoihin. [12 s. 8-9]

Betonirakenteiden kantokykyyn palotilan lyhytaikainen korkea kuumuus ei vaikuta, jos rakenteessa ei tapahdu räjähdysmäistä tuhoisaa lohkeilua, koska betonirakenteen sisäosa lämpiää verrattain hitaasti. Sen sijaan varsinaisen tulipalon kestäessä pitkään, betonipoikkileikkaus ehtii kuumentua myös sisäosastaan, jolloin raudoitteen ja betonin lujuuden heikkeneminen voi johtaa rakenteen kantokyvyn menetykseen. Betonille ja betonin ja raudoitteen väliselle tartunnalle on ominaista, että niiden lujuudet ovat rakenteen jäähtymisen jälkeen vielä pienemmät kuin tulipalon aikana rakenteen ollessa kuumentunut. Raudoitteiden lujuudet eivät sen sijaan laske tulipalon aikaisesta lujuudesta, mutta voivat tulipalon jälkeen olla alemmat kuin ennen tulipaloa. [12 s. 9]



Kuva 4: Luonnollisen palon vaiheet ja vertailu standardipalokäyrään. [14 s. 10]

3.1.2 Standarditulipalo

Tulipalon todellinen lämpötilakehitys on hyvin yksilöllinen, joten sellaisenaan sitä on mahdotonta käyttää paloteknisessä suunnittelussa. Paloteknistä suunnittelua varten on näin ollen ollut pakko kehittää tulipalon lämpötilan muuttumiselle laskennallisia malleja, joissa unohdetaan epämääräinen alkupalo ja otaksutaan palon alkavan lieskahduksella. Tunnetuin laskennallinen tulipalomalli on standarditulipalo, jossa aika-lämpötilayhteys määritellään kaavalla (1).

$$T = T_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (1)$$

missä T on palotilan tulipalon aikainen lämpötila hetkellä t
 T_0 on palotilan alkulämpötila
 t on palonkesto aika minuutteina

Standarditulipalo ei ota huomioon varsinaisen tulipalon jäähtymisvaihetta, vaan palavan materiaalin oletetaan riittävän koko vaaditaksi palonkestoajaksi. [12 s. 10-11]

3.1.3 Muut paloaltistukset

Valtaosa paloteknisestä mitoituksista perustuu nykyään standarditulipalon aika-lämpötilayhteyteen, vaikka useissa maissa hyväksytään myös palokuormaan ja aukkoihin perustuvan laskennallisen aika-lämpötilayhteyden käyttö. Standarditulipalon aika-lämpötilayhteyteen perustuva mitoitus on huomattavasti yksinkertaisempaa kuin laskennalliseen aika-lämpötilayhteyteen perustuva mitoitus. [12 s.11]

Suoritettu kokeellinen palotilan aika-lämpötilayhteyden tutkimus on osoittanut lähinnä kolmen päätekijän vaikuttavan tulipalon ankaruuteen tutkitussa palotilassa. Nämä ovat palotila, ilmanvaihto ja palokuorma. Palotilalla tarkoitetaan palavan tilan kokoa, lattiapinta-alaa, seinäpinta-alaa, muotoa ja ympäröivien rakenteiden termisiä ominaisuuksia. Ilmanvaihdolla tarkoitetaan lähinnä aukkojen pinta-alaa, tilan korkeutta ja sijaintia. Palokuorman oleellisia tietoja ovat, millaisella tavalla se palaa, ja missä se sijaitsee. Päätekijöistä palokuorma on ylivoimaisesti ratkaisevin. [12 s. 15]

Korjausrakentamisessa palotilan tunteminen on hankalaa, joten pääasiassa korjausrakentamisessa käytetään standardipaloon perustuvaa paloaltistusta, vaikka uudisrakentamisessa käytetään enenevässä määrin parametrissa paloa, jossa huomioidaan useampia paloa määritteleviä seikkoja kuin standardipaloon perustuvassa aika-lämpötilayhteydessä.

3.2 Rakenteellisen mitoituksen periaatteet

Betonirakenteiden palonkestävyyteen vaikuttavat tulipalossa monet tekijät: esimerkiksi palotilan todellinen aika-lämpötilayhteys, raudoitteiden suojabetonikerroksen paksuus, rakenteen mitat ja rakenteen staattinen toimintamalli. Paloteknisessä mitoituksessa saa-

daan käyttää materiaalien lujuusarvojen ominaisarvoja ja onnettomuustilanteiden pienennettyjä kuormitusarvoja. [12 s. 60]

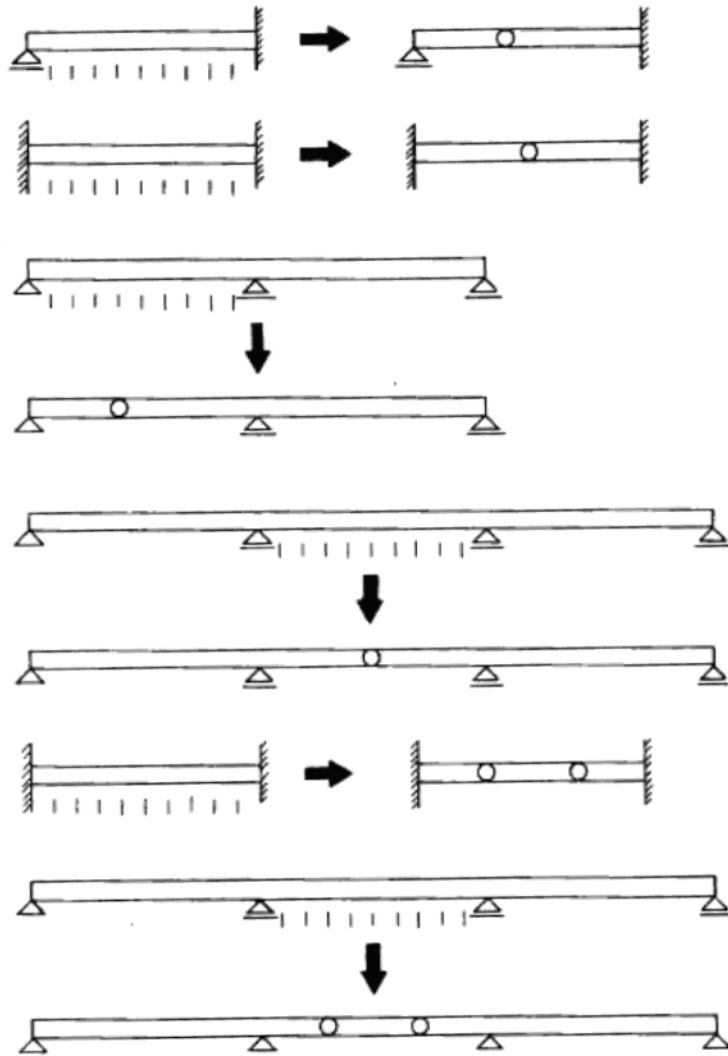
Betonirakenteen paloteknisen mitoituksen peruslähtökohtana on betonin ja teräksen materiaaliominaisuuksien muuttuminen lämpötilan muuttuessa. Tulipalossa lämpökuormitus ei kuitenkaan yleensä kohdistu rakenteeseen kaikista suunnista samanaikaisesti, jolloin betonin ja teräksen materiaaliominaisuudet säilyvät osassa rakennetta ennallaan. Lisäksi rakenteen sisäosan kuumeneminen on huomattavasti hitaampaa kuin tulipalolle alttiin pintakerroksen. Ainakin osassa rakennetta betonin ja teräksen materiaaliominaisuudet säilyvät käyttölämpötila-alueen tasolla kauemmin kuin palolle alttiissa pintakerroksissa, vaikka rakenne olisi samanaikaisesti kaikista suunnista palolle alttiina, esimerkiksi suojaamaton pilari. Erityisesti laattapalkeissa yläpinta on yleensä palolta suojattu, koska tulipalossa esiintyy voimakasta lämpökuormitusta vain harvoin ylhäältä alaspäin. Palaneesta materiaalista syntyvä tuhka suojaa tehokkaasti alla olevaa betonia ja samalla rakenteen yläpinnan raudoitteita. [12 s. 60]

Betonirakenteilla kantavuuden mitoitus tehdään joko RakMK B4:n tai Eurokoodi 2:n mukaan. Koko mitoitus on alusta loppuun suoritettava saman normiston mukaan. Jos kantavuuden mitoitus tehdään Eurokoodien mukaan, myös kuormat ja kuormitukset on otettava Eurokoodeista. Jos kuormat otetaan rakennemääräyskokoelmasta, myös rakenteiden mitoitus on tehtävä rakennemääräyskokoelman ohjeiden mukaan. Tässä työssä esitetyt esimerkkilaskelmat on tehty Eurokoodin mukaisesti, mutta esitetty teoria ja kenttätoimenpiteet soveltuvat myös Rakennusmääräyskokoelman mukaiseen mitoitukseen. [1 s. 42]

3.2.1 Rakenteen staattinen toimintamalli

Betonirakenteen palotekninen mitoitus voidaan suorittaa, joko otaksumalla rakenteen staattisen toimintamallin pysyvän koko vaaditun palonkestoajan ennallaan, tai staattisen toimintamallin muuttuvan asteittain lämpötilan kohotessa betonirakenteen sisällä. Taulukkomitoitus soveltuu ainoastaan, jos staattinen toimintamalli pidetään muuttumattomana. [12 s. 61-65]

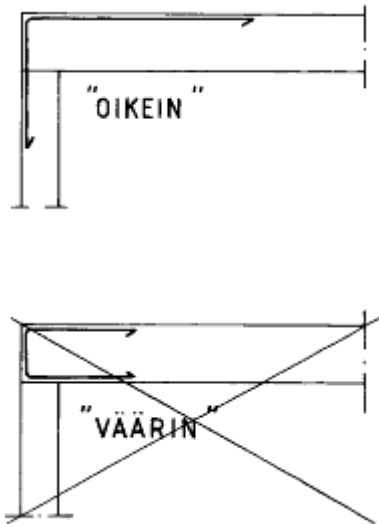
Staattista toimintatapaa muutettaessa voidaan käyttää mitoituksessa kimmoteoriaa tai plastisuusteoriaa. Rakenteen ollessa käyttölämpötila-alueen mitoituksessa staattisesti määräämätön siihen voidaan lisätä paloteknisessä mitoituksessa rakenteelliset tai plastiset nivelet niihin kohtiin, joissa tulipalo-olosuhteissa momenttikapasiteetti ensin ylittyy. Nivelten lisäämisessä on luonnollisesti tarkistettava, ettei rakenteen staattinen malli muutu mekanismiksi. Kuvassa 5 on esitetty mahdollisia nivelten sijoituspaikkoja. [12 s. 63]



Kuva 5: Rakenteellisten nivelten lisääminen paloteknisessä mitoituksessa jatkuviin ja kiinnitettyihin palkkeihin ja yhteen suuntaan raudoitettuihin laattoihin. [12 s. 64]

Kuvassa viivoituksella on osoitettu tulipalon sijainti. Käytännössä nivel voidaan sijoittaa momentin maksimikohtaan tai momentin nollakohtiin. Tyypillisiä esimerkkejä ovat juuri nämä jatkuvat palkit, joissa kahden nivelen väliin syntyy helposti laskettavissa oleva yläpinnan momentti. Yleensä rakenteiden tukirauditus on riittävä tätä palotilanteen yläpinnan momenttia vastaan ilman lisävahvistusta. Raudituksen riittävyys on tarkistettava laskelmien avulla.

Raudoitettu betonirakenne sallii mahdollisuuden muuttaa rakenteen staattista toimintamallia lisäämällä palotilanteessa tukien kiinnitysastetta. Tukien rauditus voidaan suunnitella sellaiseksi, että kenttäraudoituksen lujuuden vähentyessä alkavat tukien raudoitteet toimia rakenteen pääraudoituksena.



Kuva 6: Paloteknisesti "oikein" suunnitellussa betonirakenteen lisätuessa voidaan palotilanteessa olettaa tuen ottavan momenttia. "Väärin" paloteknisesti suunniteltu rauditus ei voi ottaa momenttia vastaan. [12 s. 66]

Yleisesti käytetty menetelmä on otaksua tuen momenttiraudituksen määräksi 25 % suurimman kenttämomentin kohdalle määräytyvästä teräsmäärästä, mikä pienentää pääraudoituksen rasitusta merkittävästi. Menetelmää on sallittua käyttää, jos rauditus on suunniteltu paloteknisesti oikein. Kuvassa 6 on esitetty periaatepiirros paloteknisesti oikein ja väärin suunnitelluista liitoksista. Korjausrakentamisessa tämän hyödyntäminen on sallittua ainoastaan, jos pystytään osoittamaan raudituksen olevan tehty oikealla tavalla, eli liitos on suunniteltu toimivan tulipalossa jäykkänä. Raudituksen ollessa sijoitettuna oikealla tavalla voidaan käyttölämpötilassa rakenne kuitenkin mitoitaa vapaasti tuettuna rakenteena. [12 s. 63]

3.3 Eurokoodin mukainen betonirakenteiden palomitoitus

Betonirakenne tulee suunnitella niin, että rakenteelle asetetut mekaanisen kestävyys- ja osastoivuuden vaatimukset täyttyvät vaadittavan paloaltistuksen ajan. Paloaltistuksena voidaan käyttää standardipalokäyrää, ulkopuolisen palon käyrää tai hiilivetykäyrää tarpeen mukaan. Korjausrakentamisessa käytetään yleensä standardipalokäyrään perustuvia mitoitusmenettelyitä.

Lämpörasitukset ja mekaaniset kuormat määritellään betonirakenteille EN 1992-1-2 mukaisesti. Palotilanteen mekaanisten materiaaliominaisuuksien mitoitusarvoja pienennetään lujuus- tai muodonmuutosomaisuuksien pienennyskertoimella. Eurokoodissa nämä kertoimet perustuvat vakio- ja koelämpötilassa sekä koekappaleen lämpötilan muuttuessa suoritettuihin kokeisiin ja joskus molempien yhdistelmään. [15 s. 16-19]

Lisäksi Eurokoodi sallii myös muiden polttokokeiden ja laskennallisten määritelmien, joissa on käytetty Eurokoodin ohjeistusta, perusteella saavutetut lämpötilaprofiilit. Tämän vuoksi tässä diplomityössä esimerkkilaskuissa on käytetty Eurokoodin

liitteen A lämpötilaprofiileita, CEB:n julkaisun 145 [16] polttokoetuloksia sekä Eurokoodiin perustuvaa lämpötilaprofiilien laskentaohjelmaa Frilo TA:ta [17]. [15 s. 16-19]

CEB:n julkaisun 145 lämpötilaprofiilit ovat monipuolisemmat kuin Eurokoodin, minkä vuoksi sen profiileita on käytetty osassa esimerkkilaskelmista. Niiden rakenteiden osalta, joista tarjolla on sekä Eurokoodin että CEB:n versiot, ei näiden välillä arvoissa ole oleellisia eroja. [15 s. 16-19] [16]

Merkittävin eroavaisuus näissä lämpötilaprofiilitaulukoissa on niiden esitystapa. Eurokoodissa lämpötilaprofiilit on esitetty jatkuvina kaavioina, joista eri suunnittelijat voivat lukea erilaiset arvot, lukutarkkuudesta riippuen. CEB:n julkaisussa lämpötilat on esitetty 10 tai 20 mm:n välein ja annettu ohjeeksi interpoloida välit suoraviivaisesti. Tämän vuoksi CEB:n julkaisun taulukot ovat selkeämmät ja helpommat käyttää suunnittelussa.

Mikään taulukko ei voi kattaa täysin kaikkia mahdollisia poikkileikkauksia, minkä vuoksi aina taulukoita käytettäessä joudutaan tekemään laskelmissa kompromisseja ja oletuksia. Näissä tapauksissa on mahdollista käyttää ohjelmia, joiden avulla voidaan laskea myös taulukoimattomia poikkileikkauksia koskevat lämpötilaprofiilit.

Frilo TA eli Frilo Temperature Analysis Cross Section on ohjelma, joka mahdollistaa lämpötilaprofiilien laskemisen tyypillisille teräsbetonisille suorakaide- ja ympyräpoikkileikkauksille. TA:n laskelmat perustuvat Eurokoodiin ja tuloksien vastaavuus Eurokoodin taulukoiden kanssa on osoitettu ohjelman dokumentaatioissa muutamilla esimerkkipoikkileikkauksilla. Ohjelma perustuu standardipalokäyrälle. [17]

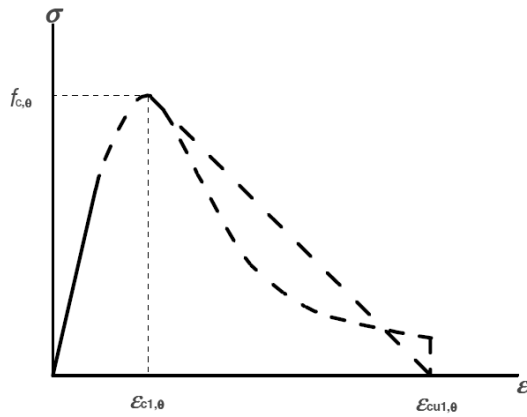
TA:n matematiikka perustuu lämmön johtumiseen kiinteässä materiaalissa käyttäen toisen asteen osittaisderivaattoja. Koska materiaaliominaisuudet kuten lämmön johtuminen, materiaalin tiheys ja lämpökapasiteetti muuttuvat lämpötilan mukaan, perustuu laskenta numeraalisiin menetelmiin käyttäen elementtimenetelmää. [17]

Ohjelmaan syötetään lähtötiedoiksi materiaalin ja ympäristön ominaisuuksia. Korjausrakentamisessa betonin tietoja ei juurikaan tällä tarkkuudella tunneta, joten hyvä ratkaisu on käyttää ohjelman oletusarvoja, joilla kuvaajat vastaavat mahdollisimman hyvin Eurokoodissa taulukoituja yleistapauksia. Syötettäviä ominaisuuksia ovat materiaalin kosteuspitoisuus, tiheys, lämmönjohtaminen sekä lämmönjohtokyky. [17]

Eurokoodi tuntee kolme erilaista mitoitusmenettelyä betonirakenteiden palovaatimusten täyttämiseksi. Nämä ovat suunnittelu taulukkomitoituksen tai polttokokeiden avulla, yksinkertaistetut laskentamenetelmät tietyntyyppisille rakenneosille ja kehittyneet laskentamenetelmät. Korjausrakentamisessa käytetään käytännössä aina ainoastaan taulukkomitoitusta ja yksinkertaisia laskentamenetelmiä. [15 s. 30]

3.3.1 Palotilanteen materiaaliominaisuudet Eurokoodissa

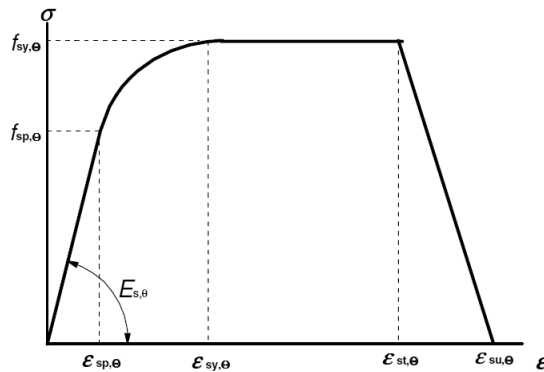
Betonin puristuslujuus määritetään puristuslujuuden ja puristuslujuutta vastaavan puristuman avulla, kuvan 7 mukaisesti.



Väli	Jännitys $\sigma(\theta)$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$	Numeerista laskentaa varten otetaan käyttöön laskeva käyränosa. Lineaariset tai epälineaariset mallit ovat sallittuja.

Kuva 7: Puristuksen alaisen betonin jännitys-muodonmuutosyhteyksien matemaattinen malli korkeissa lämpötiloissa [15 s. 21]

Betoniteräksen materiaaliominaisuuksia määritettäessä korkeissa lämpötilassa tulee käyttää jännitys- ja venymäyhteyksiä. Betoniteräksen jännitys-venymäyhteydet on määritelty kuvassa 8.



Väli	Jännitys ()	Tangenttimoduuli
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0.5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0.5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	—
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	—
Parametri ^{*)}	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ Luokan A rauditus: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Funktiot	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

^{*)}Jänneteräksen parametrien $\varepsilon_{st,\theta}$ ja $\varepsilon_{su,\theta}$ arvot saadaan taulukosta 3.3. Luokan A rauditus määritellään standardin EN 1992-1-1 liitteessä C.

Kuva 8: Betoniteräksen ja jänneteräksen jännitys-venymäyhteyksiä korkeissa lämpötiloissa kuvaava matemaattinen malli. [15 s. 23]

Lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien lisäksi betonilla on erilaisia termisiä ja fysiikaalisia ominaisuuksia, jotka pitää määrittää erikseen korkeissa lämpötiloissa. Näitä ominaisuuksia ovat lämpöpitenemä ja ominaislämpökapasiteetti. Näihin molempiin ominaisuuksiin vaikuttaa betonissa käytetyn kiviaineksen laatu. Suomessa käytetty kiviaines on lähes aina graniittipitoista. Graniitti kuuluu silikaattikiviaineisiin, kuten myös muut tyypilliset suomalaiset kivilajit. Eurokoodissa nämä ominaisuudet on jaettu silikaattipitoisten ja kalkkipitoisten kiviaineksien välille. Lisäksi betonille tulee määrittää lämmönjohtavuus palotilanteessa. [15 s. 26-29] [18 s. 191]

3.3.2 Taulukkomitoitus

Taulukkomitoitus on mitoitusmenetelmä, missä tiettyä tuntiluokkaa vastaavat poikkileikkauksen vähimmäismitat ja raudoitteiden betonisuojaus voidaan määrittää suoraan taulukoista. Taulukoista saadaan kantavien betonirakenteiden poikkileikkausten mittojen ja raudoitteiden betonipeitteiden keskipaksuuksien vähimmäisarvot. [12 s. 90]

Eurokoodin taulukkomitoitus antaa yleisesti hyväksytyjä arvoja standardipalolle 240 minuutin palonkesto aikaan saakka. Taulukot perustuvat polttokokeisiin, joiden tuloksia on arvioitu teoreettisin perustein. Arvojen johtamisessa on käytetty varmallalla puolella olevia olettamuksia. Taulukoissa esitellään rakenteiden poikkileikkauksen ja terästen keskiöetäisyyden vähimmäisarvoja, joilla täytetään kantavuutta koskevat vaatimukset. Taulukkomitoitus on esitetty yleisimmille rakenneosille; kuten pilareille, seinille, palkeille ja laatoille. [15 s. 37-55]

Pilareille Eurokoodi 2 esittää kaksi mitoitusmenetelmää: menetelmät A ja B. Pilareiden taulukkomitoitus koskee vain jäykistettyjä rakenteita. Menetelmä A on johdettu polttokokeiden perusteilla ja menetelmä B perustuu laskelmiin. Menetelmä A koskee pääasiassa puristuksen alaisia teräsbetoni- ja jännebetonipilareita, joiden leveyden ja pääraudoituksen keskiöetäisyyden vähimmäisarvojen voimassaoloaluetta rajoitetaan. Menetelmän A taulukkomitoituksessa huomioidaan kuormayhdistelmät, pilarin puristuslujuus ja taivutus toisen kertaluvun vaikutuksineen hyväksikäyttöasteen μ_f avulla. Menetelmässä B käytetty taulukko määrittelee rakenteen vähimmäismitat sekä leveyden ja keskiöetäisyyden normaalilämpötilassa vaikuttavan kuormitustason ja mekaanisen raudoitussuhteen avulla. [15 s. 40-43]

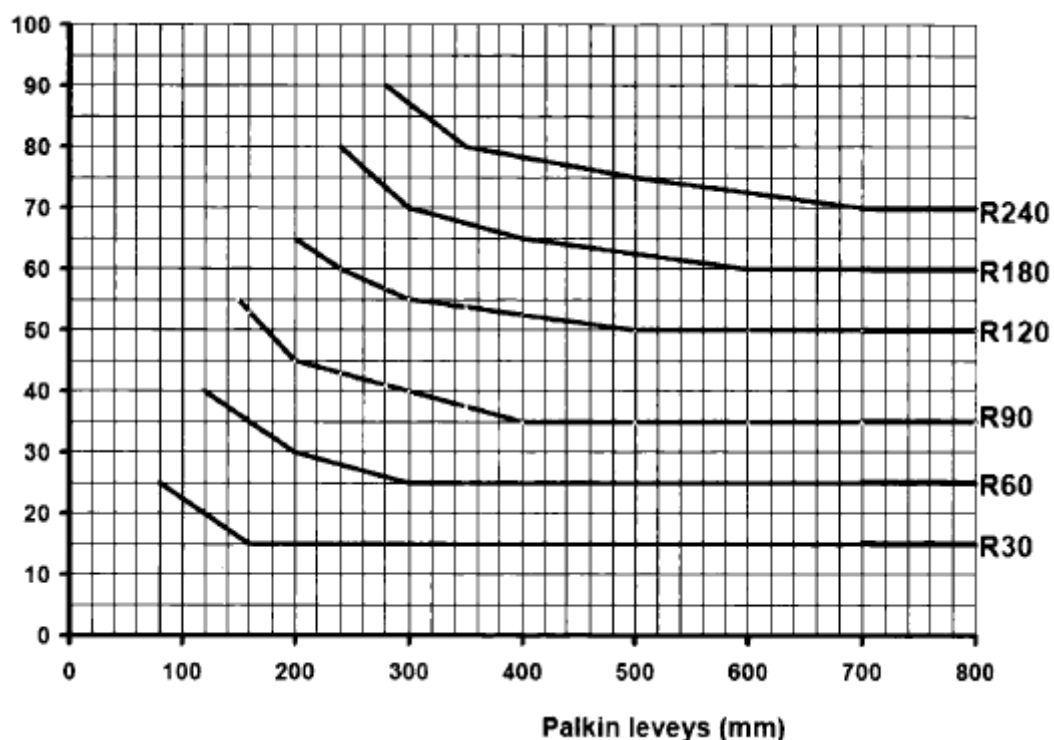
Koska palomitoitus on Eurokoodissa rajattu koskemaan vain jäykistettyjä rakenteita, on Tampereen Teknillisessä Yliopistossa tehdyssä Mikko Salmisen diplomityössä kehitetty vyöhykemenetelmään perustuva laskentaohje mastopilareiden palomitoitukseen. [19]

Korjausrakentamisessa menetelmä A on suositeltava, koska Eurokoodissa esitetään menetelmään A varmallalla puolella oleva ratkaisu käyttämällä pienennyskerrointa 0,7 (η_{fi}), joka olettaa pilarin täysin kuormitetuksi normaalilämpötilassa. Mikäli käytetään pienennyskerrointa, ei taulukkomitoituksessa tarvitse huolehtia muista menetelmän A vaatimuksista. Mikäli normaali arvo ei riitä, voidaan myös pienennyskerroin laskea kaavasta: palotilanteen kuormitus / normaalitilanteen kuormitus. Taulukossa 1 on esitetty pilarien paloluokat ja keskiöetäisyydet käyttäen pienennyskerrointa 0,7. [15 s. 40-43]

Taulukko 1: Suorakaidepilareiden (b = pienin sivumitta) ja pyöreiden (b = halkaisija) pilarien paloluokkia.

b (mm)	180	280	380		480		580		680	
a (mm)	40	40	40	50	40	50	50	60	50	60
Paloluokka	R30	R60	R60	R90	R90	R120	R120	R180	R120	R180

Palkit jaetaan jatkuviin ja vapaasti tuettuihin palkkeihin. Palkkien taulukkomitoitus koskee teräsbetoni- ja jännepalkkeja, joilla voi olla paloaltistus maksimissaan kolmella sivulla. Lisäksi Jatkuvien palkkien yläpinnan teräksille on annettu omat ehtonsa. Kaikilta sivuilta altistuvan palkin poikkileikkauksen korkeudelle ja pinta-alalle on vielä omat lisäehtonsa, joissa myös korkeus täyttää vaaditun palonkestoajan. [15 s. 45-50]



Kuva 9: Palkin pääraudoituksen keskiöetäisyyden vähimmäisarvot

Käytännössä korjausrakentamisessa järkevää hyötyä taulukkojen käytöstä ei saada kuin yksiaukkoisten palkkien taulukkoja käyttämällä, sillä jatkuvien palkkien taulukkoja saa käyttää ainoastaan, kun rakenne täyttää erikoisehdot. Erikoisehdoissa on määritetty, että momentin uudelleen jakautumisen suurin sallittu muutos onnettomuustilanteen ja normaalitilanteen kuormien välillä on 15 %. Tämän määrittämiseksi olisi syytä laskea koko palkin momenttikuurma. Momenttikuvioden laskeminen korjauskohteissa ei kuitenkaan ole kovin yksinkertaista, koska rakenteiden omat painot ja rakennusaikaiset hyötykuormat ovat lähtökohtaisesti selvitettäviä asioita. Suositeltua onkin luonnossuunnitteluvaiheessa käyttää puhtaasti yksiaukkoisten palkkien taulukkoa kaikilla palkeilla ja vasta yksityiskohtaisemmassa suunnittelussa tutkia muita vaihtoehtoja. Mikäli rakenne täyttää jatkuvien rakenteiden vaatimukset, sille voidaan sallia 10-25 mm pienempi betonipeite-

paksuus palonkestoluokasta riippuen. Luonnollisesti lyhyemmillä palonkestoajoilla parannus on pienempi kuin suuremmilla palonkestoajoilla. [15 s. 45-50]

Laatat jaetaan Eurokoodissa kahdella tavalla. Ensimmäinen jakoperuste on jako vapaasti tuettuihin ja jatkuviin umpilaattoihin, kuten palkeilla. Toinen jakoperuste on yhteen suuntaan kantavat ja ristiinkantavat laatat. Ristiinkantaville laatoille sallitaan hieman pienemmät keskiöetäisyydet. [15 s. 50-52]

Teräsbetoni- tai jännebetoniuimpilaatat mitoitetaan yhden yksinkertaisen taulukon mukaisesti kantavuussuunnista riippumatta. Jatkuville laatoille on samankaltaiset erikoisehdot kuin palkeille. Tämän vuoksi rakenteen kuormitustiedot on selvitettävä, jos käytetään jatkuvien laattojen taulukoita. Jatkovien laattojen taulukoita käytettäessä vaadittu betonipeitepaksuus on 0-25 mm pienempi palonkestoluokasta riippuen. Yleensä välipohjien kohdalla lisäpalosuojaus ei tuota ongelmia, koska laattoja joudutaan vahvistamaan esimerkiksi ääniteknisistä syistä. [15 s. 50-52]

Taulukko 2: Yksiaukkoisten laattojen vähimmäismitat

	Laatan paksuus (mm)	Keskiöetäisyys a (mm)
REI 30	60	10
REI 60	80	20
REI 90	100	30
REI 120	120	40
REI 180	150	55
REI 240	175	65

Ripalaattoille eli laattapalkeille on Eurokoodissa annettu oma taulukkonsa, mutta ripalaattojen taulukko on käyttökelpoinen ainoastaan ristiinkantaville ripalaattoille. Ristiinkantavuuden lisäksi kuormituksen pitää olla jokseenkin tasaista. Mikäli nämä oletukset voidaan osoittaa todeksi, on ripalaattojen taulukko tehokas menetelmä laattapalkistojen mitoittamiseen. Valitettavasti korjausrakentamisessa ristiinkantamista ei yleensä pystytty osoittamaan vanhojen suunnitelmien perusteella ja tätä taulukkoa ei siten voida käyttää. [15 s. 53-55]

Lisäksi eurokoodissa annetaan ohjeet seinien, palomuurien ja pilarilaattojen taulukkomitoituksesta, mutta niihin ei tässä diplomityössä perehdytä.

3.3.3 Yksinkertaistetut laskentamenetelmät

Yksinkertaistetuissa laskentamenetelmissä määritetään lämpötilaprofiilit joko kokeellisesti tai laskemalla. Käytännössä määrittäminen tapahtuu taulukoiden tai taulukoihin perustuvien laskentaohjelmien avulla.

Laskennassa voidaan käyttää pienennetyn poikkileikkauksen menetelmiä ja lujuuden pienenemistä korkeissa lämpötiloissa. Yleisimmät betonirakenteilla käytetyt menetelmät ovat 500 °C isotermimenetelmä ja vyöhykemenetelmä. [15 s. 31]

Isotermimenetelmä perustuu poikkileikkauksen koon pienentämiseen. Poikkileikkausta pienennetään, koska betonin kuumentuminen heikentää betonin lujuutta. Heikentyneen betonin paksuudeksi a_{500} oletetaan poikkileikkauksen puristusalueen 500 °C isotermin keskimääräinen syvyys. Heikentyneen betonin ei oleteta myötävaikuttavan rakenneosan kestävyys, kun taas jäljelle jäävän poikkileikkauksen alkuperäiset lujuuden ja kimmokertoimen arvot säilyvät. Raudoituksen lujuudessa huomioidaan raudoituksen lämpötila ja sen aiheuttama heikennys. [15 s. 68-72]

Vyöhykemenetelmässä poikkileikkaus jaetaan useaan vyöhykkeeseen. Tämä menetelmä on tarkempi, vaikkakin isotermimenetelmää työläämpi, erityisesti pilareille. Menetelmä soveltuu vain standardipalon lämpötila-aikakäyrälle. Menetelmässä poikkileikkaus jaetaan useaan (vähintään kolmeen) yhdensuuntaiseen samankokoiseen suorakaidealkioon ja määritetään kunkin alkion keskimääräinen lämpötila ja vastaava keskimääräinen puristuslujuus ja tarvittaessa kimmokerroin. Palon heikentämää poikkileikkausta edustaa vyöhykkeistä laskettu paksuus, joka poistetaan. Raudoitus lasketaan kuten isotermimenetelmässä. [15 s. 72-75]

Kehittyneitä laskentamenetelmiä käyttäessä tulee saada aikaan palolle altistuneen rakenteen fysikaalisista ominaisuuksista mahdollisimman tarkka analyysi. Menetelmien lähtökohtana tulee olla fysiikan periaatteisiin perustuva toiminta. Ne tapaukset, joita laskentamenetelmä ei kata, tulee sulkea pois asianmukaisin tavoin. Laskentamenetelmillä pyritään määrittämään lämpötilan kehittyminen ja jakautuminen rakenneosien sisällä (termisen vasteen malli), sekä rakenteen mekaaninen toiminta (mekaanisen vasteen malli). Kaikkien kehittyneiden laskentamallien tarkkuus tulee todentaa asianmukaisten koetulosten perusteella. [15 s. 34-35]

Kehittyneet laskentamenetelmät eivät sovellu korjausrakentamiseen, koska niitä käytettäessä täytyy tuntea rakenteen ominaisuudet todella yksityiskohtaisesti. Näin yksityiskohtaista tietoa ei ole yleensä mahdollista saada korjauskohteessa käytetyistä rakenteista.

4 LÄHTÖTIETOJEN HANKKIMINEN SUUNNITTELUKOhteista

Tutkittavasta rakennuksesta on saatava mahdollisimman paljon oleellista tietoa johtopäätösten perusteeksi. Yleisesti käytettyjä menetelmiä lähtötietojen keräämiseksi on rakentamisen aikaisiin suunnitteluasiakirjoihin perehtyminen, rakennuksen silmämääräinen tutkiminen ja valokuvaaminen, rakennejärjestelmän ja rakennuksen keskeisten rakenneosien selvittäminen, sekä kohteella tehtävät tutkimukset. [20]

4.1 Rakennejärjestelmä

Paras tietolähde rakenteiden selvittämiseksi on rakennus itse. Tämä tarkoittaa rakennuksen tutkimista erilaisilla tutkimusmenetelmillä, joita esitellään myöhemmin. Rakentamisen aikaisten suunnitteluasiakirjojen lisäksi isännöitsijällä tai taloyhtiön arkistossa voi olla tuoreemmat tiedot talon rakenneratkaisuista ja rakennusmateriaaleista aiempien korjaus- ja muutostöiden perusteella. [21 s. 56-57]

4.1.1 Piirustukset

Alustavaa tietoa rakenteista voidaan saada piirustuksista, sikäli kuin niitä on saatavissa. Korjausrakentamisessa ei kuitenkaan voida luottaa, että talot on toteutettu tarkalleen piirustustensa mukaan. Rakentamisen aikana on saatettu tehdä muutoksia sekä suunnittelijoiden siunauksella, että työmaalla omin päin. Piirustuksissa rakennus näkyy ihan-teellisessa valossa: rakenteita avatessa paljastuva todellisuus on usein suunnitelmia epätäydellisempi. Aina piirustuksia ei kuitenkaan ole saatavissa. [21 s. 56-57]

Piirustuksia voi löytyä taloyhtiön arkiston ja isännöitsijän lisäksi rakennusvalvontaviranomaisten arkistoista tai museoiden kokoelmista. Rakennusvalvontaviranomaisen arkistosta löytyy tavallisesti arkkitehdin tai rakennusmestarin laatimat pääpiirustukset: asemapiirros, (katu)julkisivu, leikkaus ja pohjapiirrokset, jotka ovat olleet rakennusluvan myöntämisen edellytyksenä. Osassa rakennuksista on saatavilla myös tarkempia mitta- ja materiaalitietoja sisältäviä työpiirustuksia. Isännöitsijältä saattaa löytyä taloyhtiön arkistosta vanha työselostus sekä urakkasopimuksia. [21 s.56-57]

Tämän diplomityön kohderakennukset on rakennettu vuosina 1940–1980. Ajanjakso sijoittuu suurimmalta osalta toisen maailmansodan jälkeiseen aikaan ja toisaalta myös edeltää elementtirakentamisen yleistymistä ja 1990-luvun lamaa, minkä vuoksi ajanjakson kohteista löytyy lähes täydelliset suunnitelmat. Elementtirakentamisen yleisyydessä osa piirustuksista on kokonaan kadonnut niiden suuren määrän vuoksi. 1990-

luvun laman aikana moni suunnittelutoimisto lopetti toimintansa, minkä vuoksi alkuperäisiä suunnitelmia katosi.

Vaikka kaikki kohteen suunnitelmat olisivat saatavilla, on vielä syytä tutustua suunnitelmien laatuun, sillä suunnitelmat saattavat olla epätarkkoja muun muassa tehtyjen muutoksien vuoksi. On myös mahdollista, että suunnitelmien luettavuus on heikentynyt arkistoinnin aikana. [20]

4.1.2 Tutkimussuunnitelma

Ennen kenttätutkimuksien aloittamista on hyvä suunnitella, mitä tutkitaan ja miksi. Tutkimussuunnitelma laaditaan yksilöllisesti kohteen mukaan. Suunnitelman perusteena käytetään rakennuksen alkuperäisiä suunnitteluasiakirjoja ja muita tilaajan toimittamia dokumentteja. [22]

Tutkimussuunnitelmasta on ilmevä, mitä näytteitä ja mitä mittauksia eri rakennetyypeille tehdään. Erityyppisten mittausten ja näytteiden näytemäärät on esitetty myöhemmin. Tutkimussuunnitelma tarkentuu aina tutkimuksen edetessä, ja etukäteen laadittu tutkimussuunnitelma harvoin vastaa täysin lopullista tutkimusta. Tutkimussuunnitelman muodolla ei ole väliä, vaan tärkeintä on, että tutkija tietää mitä tekee ja miksi.

4.1.3 Kenttätutkimukset

Vain kohteella tehdyistä tutkimuksista voidaan olla varmoja, että saatu tieto on oikeaa ja käsittelee tutkittua rakennusta. Tämän diplomityön tekemisen aikana suoritettiin kenttätutkimukset, joiden mittausten pohjalta esitetyt kenttätutkimusmenetelmät pääasiassa on valittu: Pohjantie 3, Espoo (toimistotalo); Santaradantie 10, Vantaa (varastorakennus); Bulevardi 26, Helsinki (toimistotalo) ja Unioninkatu 8, Helsinki (toimisto-, ja asuinkerrostalo).

Kenttätutkimukset suorittavan tutkijan vastuulla on selvittää kaikki oleelliset mitat rakenteista. Tämän vuoksi tutkijan ammattitaito ja tutustuminen kohteen piirustuksiin etukäteen on välttämätöntä. Ammattitaitoinen tutkija osaa tunnistaa mitoittamisen kannalta oleelliset seikat, jotta tutkimusaikaa ei käytetä epäoleellisten tietojen selvitykseen. Yleensä kenttätutkimukselle on varattu melko vähän aikaa, vaikka luonnossuunnittelun alkuvaiheessa tarvitaan kuitenkin monia tietoja rakennuksesta. Tämän vuoksi yksittäisten tietojen kerääminen pitää olla mahdollisimman tehokasta.

Levytykset, lasketut alapohjat ja muut kantavia rakenteita peittävät rakenteet on siirrettävä syrjään ennen tutkimuksia, ainakin rakennuksen edustavalta osalta. Edustava osa tarkoittaa tässä vähintään yhtä kohtaa jokaisesta kerroksesta ja jokaisesta erilaisesta rakenneosasta. Suositeltavaa olisi, että peittävien rakenteiden poistosta vastaisi tutkimuksen tilaaja jo ennen tutkimuksia, sillä näkyvissä olevat kantavat rakenteet ovat kenttätutkimuksille otollinen lähtökohta. Tällä tavalla tutkijan on helpompi keskittyä oleelliseksi havaitsemiinsa rakenteisiin, eivätkä pintarakenteet häiritse tutkimuksen suorittamista.

Rakenteiden dimensioiden mittaaminen onnistuu parhaiten perinteisen rullamitan ja etäisyyttä mittaavan lasermitan avulla. Rullamitalla mitattaessa on kätevää ja käytännöllistä ottaa valokuva mitatusta kohdasta, niin että mitan asteikko on kuvasta luettavissa. Lasermitta soveltuu parhaiten jännevälien, kerroskorkeuksien ja huonekorkeuksien mittaamiseen. Huonekorkeuksien ja porraskäytävästä mitattujen kerroskorkeuksien avulla pystytään arvioimaan välipohjien paksuuksia.

Rakennuksen rakennejärjestelmästä riippumatta oleellisia mittoja ovat kantavien rakenteiden poikkileikkaukset, palkkien ja laattojen jännevälit sekä pilareiden korkeudet. Lisäksi voi olla kohdekohtaisia oleellisia mittoja, kuten kantaviksi muuttuneiden kevyiden väliseinien sijainnit. Kenttätutkimuksien perusteella määritetään rasitetuimmat rakenteet, jotka ovat kriittisimpiä palotilanteessa. Suositeltavaa olisi tehdä rasitetuimmille rakenteille mahdollisimman edustavat mittaukset.

Silmämääräisen tarkastelun perusteella rakenteiden rakennesysteemi selviää tutkijalle. Valokuvista on apua. Erityisen vaikeaa on havaita suunnitelmiin merkitsemättömät rakennuksen jäykistämiseen käytetyt siteet. Näiden tunteminen voi olla kuitenkin ratkaisevaa miettiessä onnettomuustilanteen rakennemallia. [20]

Vanhoja rakennuksia on usein korjattu ja muutettu aikojen kuluessa. Nämä muutokset on usein jätetty merkitsemättä suunnitelmiin. Kantavaan seinään on voitu tehdä aukko huoneiden paremman käytettävyyden vuoksi. Jos myöhemmin halutaan toiseen kerrokseen aukko samaan seinään, mutta eri kohtaan, voi tämä olla mahdotonta aiemmin tehdyn aukon vuoksi. Jos aukkoja ei tutkita lainkaan, saattaa jopa seinän kantavuus olla vaarassa. [20]

Paikallavaletuissa välipohjissa on käytetty usein erillisiä pintalaattoja, lisäämässä laatan ääneneristävyyttä. Tällaisessa tilanteessa vertaamalla huone- ja kerroskorkeuksia (mitattuna porrashuoneesta) ei saada selville kuin laatan kokonaispaksuus. Kuitenkin kantavan laatan paksuus on rakenneteknisesti tärkeä välipohjaa koskeva tieto. Myös lattiaparketit, sekä muut lattiapinnoitteet haittaavat mittauksia. Tämän vuoksi dimensioiden selvittämiseksi on hyvä porata muutama näytelieriö laatan läpi. Näistä näytelieriöistä on helppoa havaita rakenteen kerroksellisuus ja kerroskohtainen paksuus. Sopiva näytemäärä on 1-2 näytettä jokaisesta välipohjatyypistä.

Esimerkiksi rakennuksesta, jossa on yksi kellari, sisääntuloaulakerros ja kuusi toimistokerrosta, kannattaisi porata neljä näytettä. Näytteet otettaisiin seuraavasti: yksi kellarin ja ensimmäisen kerroksen välipohjasta, yksi ensimmäisen ja toisen kerroksen välipohjasta ja kaksi ylempien kerroksien välisistä välipohjista.

4.2 Betoniterästen sijainti

Betonin raudoitteilla on oleellinen merkitys teräsbetonirakenteen kantavuudessa, sillä raudoittamattoman rakenteen kantavuus on merkittävästi heikompi kuin raudoitettun rakenteen. Mikäli kohteesta on saatavilla rakennepiirustuksia, niistä voidaan päätellä raudoitustapa: onko raudoitteena käytetty rataakiskoja, pyöreitä teräksiä vai harjateräksiä. Piirustuksista voi selvittää myös, mitä teräksiä missäkin rakenteessa on käytetty ja miten

ne on sijoitettu. Varsinaiset kenttämittaukset on kuitenkin aina tehtävä betoniterästen sijainnin osalta, mutta piirustuksista saatavat tiedot helpottavat kenttämittauksia.

Paras tulos kenttämittauksista saadaan yhdistelemällä erilaisia tutkimusmenetelmiä. Toisaalta on syytä käyttää rakenneavauksia tarkan tiedon saamiseksi yksittäisistä kohdista. Toisaalta sähkömagneettiseen induktioon perustuvalla betonipeitepaksuuksien mittaumenetelmällä saadaan nopeasti suuri näytemäärä useasta eri kohdasta.

4.2.1 Rakenneavaukset

Rakenneavauksessa teräkset paljastetaan joko varovasti piikkaamalla tai poraamalla näytelieriöitä teräkseen saakka. Näyteporaaminen vaatii poraajalta ammattitaitoa, jotta poraaja pystyy tunnistamaan teräksen ilman, että kyseinen teräs katkeaa porauksessa. Piikkaamalla raudoitteet eivät vaurioidu yhtä helposti, mutta tutkimuskohdan paikkaaminen on hieman työläämpää. Riippumatta avaustavasta poistettu betoni voidaan korvata tavallisella laastipaikkauksella.

Rakenneavauksella saatavat tiedot ovat tutkitun kohdan osalta täysin varmoja, ja niiden avulla on mahdollista kalibroida muissa ainetta rikkomattomissa tutkimusmenetelmissä käytettävät laitteet, mikäli avauksilla löydetään suunnitelmissa esitetyt pääteräkset. Lisäksi rakenneavauksilla saadaan varmistettua rakenteen yhteneväisyys suunnitelmiin nähden. Rakenneavaus voidaan tehdä turvallisesti pistemäisellä otannalla eri rakenteisiin, vaurioittamatta rakenteen kantavuutta.

Rakenneavauskohdiksi on syytä valita mahdollisimman hyvin kokonaisuutta edustavia kohtia ja kohtia, joiden esitiedot ovat syystä tai toisesta puutteelliset. Kokonaisuutta edustavissa kohdissa on tärkeää varmistua suunnitelmien ja kohteen toteutuksen yhteneväisyydestä. Kohdista, joiden esitiedot ovat puutteelliset eli yleensä rakennetyypin piirustukset puuttuvat tai ovat syystä tai toisesta muuttuneet lukukelvottomiksi, otettavilla näytteillä on mahdollista tehdä valistuneet arvaukset avauspaikan raudoituksesta.

Rakenneavauksella selvitetty tieto pitää paikkansa varmasti avatussa kohdassa, mutta rakenneavauksien perusteella ei voida tehdä varmoja johtopäätöksiä muista rakenteista tai edes saman rakenteen muista kohdista. Rakenteissa voi olla yksittäisiä sidosteräksiä, työteräksiä tai muita teräksiä, joita rakennesuunnitelmissa ei ole esitetty. On myös mahdollista, että rakenneavaus ei edusta tutkitulle rakennukselle tyypillistä rakennetta, vaan on yksittäinen erikoistapaus.

Rakenneavaus on hyvä keino varmistua kohteen suunnitelmien yhteneväisyydestä, mutta mikäli yksittäisessä avauksessa löytynyt rauditus poikkeaa suunnitelmista, eivät rakenneavaukset ole syy muuttaa tutkimussuunnitelmaa. Tällaisessa tapauksessa on suositeltavaa tehdä lisärakenneavauksia samasta rakennetyypistä, jotta varmistuu rakenteen todellinen rauditus.

Rakenneavauksia suositellaan tehtäväksi vähintään yksi jokaisesta tutkittavasta rakennetyypistä. Mikäli tutkimusohjelmaan on varattu riittävästi aikaa, saadaan parempi otanta avaamalla 2-3 avausa jokaisesta rakennetyypistä. Mikäli tutkimusaikataulu on tiukka, on suositeltavaa joustaa ensimmäisenä rakenneavauksista, koska pistemäinen

otanta hitaasti suoritettavassa tutkimusmenetelmässä ei edusta hyvin rakennekokonaisuutta.

4.2.2 Betonipeitepaksuusmittaukset

Betonipeitepaksuusmittaukset on tutkimusmenetelmä, jolla saadaan tietoa rakenteen raudoituksesta. Tämän tiedon ammattitaitoinen tutkija jalostaa tilaajalle. Betonipeitepaksuusmittauksilla pyritään määrittämään betoniterästen sijainti betonissa laajalla useista mittauksista koostuvalla otannalla.

Betonipeitepaksuusmittauksia tehtäessä valitaan edustavia osia yksittäisistä rakenteista. Mittauksia on suositeltavaa tehdä mahdollisimman monesta eri paikasta, jotta kaikki mahdolliset laadunvaihtelut tulevat huomioiduksi. [22 s. 94-96]

Yksittäisiä betonipeitepaksuushavaintoja tulee olla riittävästi jokaisesta rakenteesta ja raudoitetyypistä. Julkisivu- ja parvekerakenteiden kuntotutkimuksia varten professori Matti Pentti on väitöskirjassaan [33] tutkinut riittäviä mittausmääriä. Väitöskirjassa päädyttiin siihen, että 100–200 mittauspistettä vähintään kuudesta elementistä on riittävästi jakauman oikeellisuuden takaamiseksi. Tilastomatematiikan asiantuntijan professori Keijo Ruohosen mukaan näin mitattujen jakaumien virheen arvioiminen on erittäin haastavaa. Kuntotutkimuksista saatujen kokemusten perusteella noin 200 mittauspistettä on riittävästi kertomaan rakennetyypin betonipeitepaksuusjakauman. Tätä samaa tulosta voidaan hyödyntää paloteknisessä mitoituksessa. [22 s. 94-96] [24]

Käytännössä betonipeitepaksuuksia tulee mitata palkkien ja pilareiden pääteräksistä, sekä laattojen alapinnan teräksistä, sillä näistä teräksistä riippuu rakenteen paloaltistuksen aikainen kantavuus. Mikäli tiettyä palkki- tai pilarityyppiä on paljon, olisi hyvä tehdä sen betonipeitepaksuusmittaukset useasta eri kerroksesta ja useasta eri rakenteesta, niin että mittauspisteiden kokonaismäärä selvästi ylittää minimivaatimuksen. Nämä mittaukset on suoritettava erillisiin tiedostoihin, koska ainoastaan siten on mahdollista tunnistaa poikkeuksellinen (kerroksittain tai alueellisesti muuttuva) raudoitus tuloksia tarkasteltaessa.

Tutkijan on tunnettava käyttämiensä mittauslaitteiden toimintaperiaate. Betonipeitepaksuusmittarin toiminnassa on äärimmäisen tärkeää, että mittauslaitteen mittausanturia viedään mitattavan teräksen kohdalle, eikä esimerkiksi hakateräksen kohdalle, sillä mittauslaite ei näitä osaa itse tunnistaa. Mittauslaitteen oikeiden asetuksien säätämisessä on suositeltavaa hyödyntää rakenneavauksista saatuja tietoja. Mittauslaite voidaan myös kalibroida suunnitelmien mukaisilla raudoituksilla ja päästä oikeisiin mittaus tuloksiin. Kun pääteräs on löytynyt joltain syvyydeltä, katsotaan vierestä hakaterästen jako ja mitataan vain hakojen välistä pääteräksien suojabetonipaksuus. [23 s. 21-25]

Vaihtoehtoinen mittausmenetelmä on mitata palkki- ja pilarirakenteissa hakateräksiä. Hakateräksien betonipeitepaksuuksista voidaan tämän jälkeen laskennallisesti selvittää pääterästen sijainti. Tämä menetelmä on hieman varmalla puolella, mikäli pääteräksien ja hakojen välissä on betonikerros.

Hakateräksiä mitattaessa esiin tulevat kuitenkin betonipeitepaksuusmittarin toimintaperiaatteesta johtuvat huonot ominaisuudet. Mitattaessa halkaisijaltaan pienempiä

teräksiä, joiden alapuolella on suuremmat teräkset, antaa betonipeitepaksuusmittari tuloksina todellisia betonipeitepaksuuksia pienempiä arvoja. Tämä vaikutus riippuu alemman ja mitattavan teräksen teräsmäärien suhteesta. [23 s. 23 ja liite 3]

Tavallisessa tilanteessa, jossa hakateräksien poikkileikkauksen pinta-ala on noin 25 % pääteräksien poikkileikkauksen pinta-alasta, on hakateräksistä mitattu jakauma keskimäärin 5-10 % lähempänä pintaa. Mikäli jakaumaa käytetään ilman tämän huomioon otamista, niin tämä toimii ylimääräisenä lisävarmuutena. [23 s. 23 ja liite 3]

4.2.3 Betonipeitepaksuusmittauksien tulkinta

Ideaalitilanteessa mitattu betonipeitepaksuusjakauma vastaa rakenteen todellista pääteräksien betonipeitepaksuusjakaumaa. Todellisuudessa tällaista tilannetta ei kuitenkaan ole olemassa. Jakaumassa on aina häiriötekijöitä, kuten vääristä raudoitteista otettuja mittauksia, mittauslaitteen toimintahäiriöitä sekä inhimillisiä mittausvirheitä. Ammattitaitoinen tutkija osaa tunnistaa jakaumasta tunnistettavissa olevat virheet ja poistaa ne. Valitettavasti kaikkia virheitä ei koskaan pysty poistamaan, joten paraskin betonipeitepaksuusjakauma on vain mahdollisimman hyvä arvio rakenteen todellisista betonipeitepaksuuksista.

Tyypillisiä virheitä ovat esimerkiksi alle 5 mm mittaustulokset rakenteista, joissa ei silmämääräisesti ole havaittu yhtään terästä rakenteen pinnassa. Tulos voi johtua rakenteesta olleesta metalliesineestä, jonka mittauslaite on tunnistanut teräkseksi tai mittauslaitteen mittausalueella olevasta ylimääräisestä metalliesineestä.

Mikäli rakenteesta mitattujen pääteräksien mitattu betonipeitepaksuus on noin 20 mm, voidaan yksittäiset 5 - 10 mm tulokset jättää jakaumasta pois. Näin voidaan toimia, koska pääteräksinä käytetyt teräkset ovat halkaisijaltaan sen verran suuria, että niihin ei synny näin jyrkkiä mutkia. Tulokset on todennäköisesti mitattu hakateräksistä.

Virheelliset tulokset voivat olla myös liian syvältä saatuja, tavallisissa palkeissa ja laatoissa yli 50 mm betonipeitepaksuuksia. Nämä tulokset johtuvat todennäköisesti vaakarakenteissa tukipintaan ylösnostetuista pääteräksistä ja muista rakenteissa olevista hakateräksistä ja työteräksistä.

Jos mittaustavaksi on valittu hakateräksien mittaus, on suositeltavaa tehdä jakaumalle pääteräksien teräsmäärään perustuva korjaus. Korjaamaton jakauma on varmalla puolella, mutta voi tämän vuoksi aiheuttaa turhia palosuojauksia. Rakenne voidaan aina avata hakateräksen kohdalta ja tarkistaa vaikutus peitepaksuusmittarin näyttämään. Toinen vaihtoehto on käyttää korjauskertoimia.

Sopiva korjauskerroin on siirtää keskiarvoa noin 5 % syvemmälle mittaustulokseen verrattuna. Tämä on lähteen [23] perusteella varmalla puolella oleva oletus. Korjauskertoimen tarkka laskeminen vaatisi mittauslaitteen mittausalueen tarkan selvityksen, sekä mittausalueelle osuneiden pääteräksien ja hakateräksien teräsmäärän vaikutuksen tarkan tuntemisen sähkömagneettisen induktion voimakkuuteen. Mikäli rakenneavauksiin on osunut sekä pääteräksiä, että hakateräksiä, voidaan näiden avulla mittarin kalibroinnissa huomioida tämä virhe.

Jakauman pienimmät arvot kertovat lähimpänä pintaa olevien teräksien sijainnin. Täysin varma mitoitus pitäisi tehdä näiden arvojen mukaisesti. Tällä tavalla mitoittaessa kuitenkin jouduttaisiin ryhtymään tarpeettoman suuriin palosuojauksiin ja tulokset olisivat selvästi varmalla puolella. Tämän vuoksi Helsingin rakennusvalvonta on hyväksynyt jakauman keskiarvon käyttämisen rakenteen raudoitteiden betonipeitepaksuutena. Jakauman keskiarvon käyttö on sallittu, kun mittauspisteitä on vähintään noin 200 jokaisesta tutkitusta rakennetyypistä.

Tulkinta jättää teoreettisen mahdollisuuden sille, että pienimmät betonipeitepaksuudet on mitattu samasta kohdasta yhdestä palkista. Tämä mahdollisuus välttyy siten, että tarkastellaan mittauksia mittausjärjestyksessä. Mittausjärjestyksessä tarkasteltaessa huomataan, mikäli vierekkäisissä mittauspisteissä on saatu jakauman pienimmät arvot. Tällöin on selvitettävä mistä rakenteesta ja minkä vuoksi pienet tulokset on mitattu juuri tästä kohdasta.

Rakennetta ei voi tarkastella puhtaasti tilastotieteellisestä näkökulmasta, vaan on huomioitava rakenteen tekotapa. Betonirakenteissa teräkset asetetaan korokkeiden päälle, joiden avulla saadaan teräksille vaadittava betonipeitepaksuus. Mikäli koroke on syystä tai toisesta siirtynyt, on mahdollista, että kaikki tämän korokkeen päälle tukeutuvat teräkset ovat myös siirtyneet. Yksittäisen korokkeen huono sijainti ei välttämättä aiheuta vielä pientä betonipeitepaksuutta koko rakenteessa.

Betonipeitepaksuusjakaumia voitaisiin tulkita myös muilla monimutkaisimmilla tilastollisilla menetelmillä, joilla saataisiin tulokseen varmuutta. Tämä ei kuitenkaan ole mielekästä. Nämä menetelmät tarjoaisivat ainoastaan tilastotieteeseen pohjautuvaa lisäinformaatiota. Uusi informaatio ei kuitenkaan tarjoaisi varmaa tietoa rakenteen terästen sijainnista. Kuten yllä on esitetty, ainoa oikeasti täysin varma tulkinta olisi käyttää pienintä betonipeitepaksuutta laskiessa palonkestoja.

Toimiva ratkaisu on käyttää suunnittelijan ammattitaidolla korjattuja mittaustuloksia, mikä tarkoittaa ainoastaan niitä mittaustuloksia, jotka jäävät jäljelle virheellisten tuloksien karsimisen jälkeen. Tästä korjatusta betonipeitepaksuusjakaumasta saatu keskiarvo on mahdollisimman hyvä arvio todellisesta betonipeitepaksuudesta, jonka avulla voidaan määrittää rakenteen palonkesto aika.

Keskiarvonkaan käyttäminen ei ole yksiselitteistä, sillä jakauma voi usein olla kaksi- tai monihuippuinen, joka eroaa niin selvästi normaalijakautumasta, että sen käyttäminen on kyseenalaista. Monihuippuisten jakaumien kohdalla suositeltavaa on tutkia jokaista huippua omana jakautumanaan, varsinkin jos suunnitteluasiakirjoista käy selville, että rakenteessa (yleensä palkissa) on raudoitusta useammassa kerroksessa. Tällaisessa rakenteessa alapintaa lähempänä olevat teräkset ovat voineet menettää lujuutensa, mutta kauempana olevilla on vielä lähes normaalilämpötilan ominaisuudet ja riittävä kapasiteetti. [24]

4.2.4 Muut betonipeitepaksuusmittausmenetelmät

Rakenteiden raudoituksen paikantamiseksi sekä terästen läpimittojen vertailemiseksi eräissä tapauksissa myös oikealäpimittaisuuden toteutukseksi voidaan tarvittaessa suorit-

taa röntgen- tai gammasädekuvaus. Röntgen- ja gammasädekuvaukset ovat erittäin tarkkoja ja kalliita menetelmiä betonipeitepaksuuksien selvittämiseksi. Tämän vuoksi ne tulevat kyseeseen ainoastaan tapauksissa, joilla on poikkeuksellisen suuri taloudellinen tai historiallinen merkitys. [8 s. 67]

4.3 Betonin ja terästen lujuuden selvitys

Rakentamisessa materiaalien lujuudella ei ole aiemmin ollut sellaista merkitystä kuin nykyisin. Ennen vuotta 1960 tehdyissä rakennuksissa yleensä kantavien rakenteiden mitat olivat suuret, jolloin varsinkin pystyrakenteissa on ollut paljon ylimääräistä kapasiteettia. Vaakarakenteiden hyvä toiminta on perustunut riittävän suuriin poikkileikkauksiin ja alhaiseen teräksen lujuuteen, joka on merkinnyt suurta teräsmäärää ja ennen kaikkea pieniä muodonmuutoksia nykyrakenteisiin verrattuna. Rakenteiden suunnittelussa ei ole kuitenkaan käytetty aikakauden normiin nähden ylimääräistä varmuutta. [20]

Rakennesuunnittelussa kuormitusten lisäksi on tärkeää tuntee käytettyjen rakennusmateriaalien lujuudet. Vanhojen materiaalien laadun vaihtelu oli suurta ja materiaalit ovat muuttuneet suuresti vuosien varrella. Korjausrakentamisessa ei voida suoraan käyttää nykyisen normin antamia arvoja materiaalien lujuuksille. Vanhojen materiaalien ominaisuuksia voidaan selvittää rakennusaikana käytetystä kirjallisuudesta, rakennepiirustuksista tai kokeellisesti näytekappaleista.

Rakennepiirustuksista päästään alkuun, mutta suuren laadunvaihtelun ja työmaiden omien ratkaisujen vuoksi piirustuksien arvoihin ei voida sellaisenaan täysin luottaa. Mikäli rakennepiirustuksista ei löydy tai kohteesta ei ylipäätään ole käytettyjen materiaalien tietoja, voidaan käyttää rakentamisajankohtaa edeltävissä normeissa esitettyjä heikoimpia kyseiseen rakenteeseen sallittuja materiaaleja. Tässä on riskinä mahdollisuus siitä, että kohteella on käytetty jotain rakennusmääräyksien ja ohjeiden ulkopuolista ratkaisua, jonka lujuus voi olla yleisesti käytettyjä arvoja heikompi. Varmin tapa selvittää rakenteen lujuus on näytekappaleille tehtävät testaukset.

4.3.1 Piirustuksissa esitetyt tiedot

Yleensä arkkitehtikuvissa ei ole esitetty materiaalien lujuuksia, joten lujuuksia olisi hyvä etsiä kohteen rakennekuvista, joissa yleensä on mainintoja käytetyistä materiaaleista. Piirustuksissa on voitu myös esittää käytetty betonin suhteutus tai jopa silloisen normin mukainen betoniluokka. Sama pätee rakenteen raudoitukseen.

Tarkasteluajanjaksolla suunnitteluohjeet ovat uudistuneet monta kertaa kuten myös materiaalien merkinnät. Käytännössä käytettyjen materiaalien suunnittelulujuudet eivät ole muuttuneet paljoa, sillä esimerkiksi merkinnät St37, A22 ja A220 tarkoittavat kaikki teräslaatuja, joiden myötöraja on 220MPa. Poikkeuksena vuoden 1965 betoninormeissa merkinnällä A22 merkityn raudoitteen myötöraja riippui raudoitteen halkaisijasta. Mikäli halkaisija oli alle 30 mm, oli sallittua käyttää 240MPa:n arvoa myötörajana.

Taulukko 3: 1940-1980 käytettyjen teräsmerkintöjen lujuudet. [10 s. 134-138], [11 s. 181], [8 s.25]

Lujuus [MPa]	Tyyppi	Merkinnät		
		1940-1965	1965-1976	1976-1980
220	Sileät teräkset	St 37	A22 (S), Ø > 30 mm	A220 (S)
240		-	A22 (S), Ø < 30 mm	-
270		St 44	-	-
320		St 52	A32 (S), Ø > 30 mm	-
340		-	A32 (S), Ø < 30 mm	-
400	Harjateräkset	V 40 / F 40	A 40 H / A 40 HS	A 400 H(S)
500		-	-	B 500 (P)V
600		-	-	A 600 H

Betonin osalta tarkastelujaksonamme on yksinkertainen. Jakson alkupuoliskolla mitoitus tehtiin pitkälti vielä vanhojen määräyksien (1936) mukaisesti, joissa lujuudet oli määriteltä karkean jaon perusteella veden, kiven ja sementin määrän suhteen. Näistä luovuttiin kuitenkin jo vuonna 1954, ja siirryttiin kuutiolujuuksien ilmoittamiseen K-luvuilla. K-luvut olivat aluksi (1965 Betoninormit) muotoa K200, kunnes SI-järjestelmän myötä viimeinen nolla pudotettiin merkinnästä pois.

Taulukko 4: Taulukossa betonin lujuusmerkinnät 1940-1980 [11 s. 136], [8 s. 19-20], [7]

Laskentalujuus [MPa]	Merkinnät		
	1940-1954	1954-1976	1976-1980
f_{ck}		[kp/cm ²]	[MN/m ²]
9,7	1:3:3	K150	K15
13,0	1:2:2	K200	K20
16,2	-	K250	K25
19,5	-	K300	K30
22,7	-	K350	K35
26,0	-	K400	K40
29,2	-	K450	K45
32,5	-	K500	K50
39	-	-	K60

Taulukoissa esitetyt vuosiluvut ovat viitteellisiä eivätkä sisällä kaikkia betoninormien päivityksiä. Betoninormeja päivitettiin myös vuonna 1947. Ei ole varmaa tietoa siitä, muuttuivatko merkinnät suhteutuksista K-lukuihin jo tässä päivityksessä, sillä 1947 ohjeiden mukaista normia ei ollut saatavilla yliopiston arkistoista. Taulukossa 4 esitetyt suhteutukseen perustuvat arviot ovat viitteellisiä, ja niiden lujuudet on johdettu suhteutustaulukoista vuoden 1965 betoninormeissa.

Taulukossa on esitetty melko heikot lujuudet ennen 1954 rakennetuille betonirakenteille, mutta käytännön esimerkit ovat osoittaneet tuon ikäisten rakenteiden lujuuden olevan lähempänä K20/K25-tasoa kuin K15-tasoa, jonka suhteutuksen perusteella voisi olettaa. Tämän ikäisissä kohteissa betonin lujuus on suositeltavaa selvittää kokeellisesti.

4.3.2 Betonin vetokokeet

Betonin vetokokeet ovat edullinen tapa arvioida karkealla tasolla betonin lujuus, ja selvittää betonin mahdollinen vaurioituminen. Betonin vetolujuuden selvittäminen on jaettu kahteen toisistaan hieman eroavaan menetelmään: tartuntalujuuden selvittämiseen (SFS 5446) ja vetolujuuden selvittämiseen (SFS 5445). Perusidealtaan molemmat standardit ovat hyvin samankaltaisia. [25] [26]

SFS 5445:ssä esitetty menetelmä perustuu kovettuneen betonin vetolujuuden määrittämiseen rakenteesta irrotetuista koekappaleista. SFS 5446:n mukaisessa tartuntavetokokeessa voidaan määrittää betonin vetolujuus suoraan rakenteesta. Tällöin poraus ei uloteta mahdolliseen rakenteen tartuntasumaan saakka. Tartuntavetolujuuskokeita tehdään myös suoraan betonin pinnasta, tällöin tulosta arvioidessa tulee huomioida todellinen murtopinta-ala. [25] [26]

Näytteenottoon ja testauskalustoon liittyvät ohjeistukset on löydettävissä kyseisistä standardeista (SFS 5445 ja SFS 5446). Kokeesta saadaan tuloksena koekappaleen vetolujuus tai tartuntalujuus yksikössä [MPa]. Standardeissa ei määritellä tartuntavetolujuuden esiporauksen syvyyttä. Käytännössä hyvä esiporaus on vähintään 5 mm syvä tai betonin maksimiraekoon ollessa tätä suurempi, vähintään betonin maksimiraekoon suuruinen. Vaikka vetokokeissa käytettävien näytteiden mitat eivät runkoaineskoon ja näytteiden halkaisijan suhteen välttämättä aina täytä standardin mukaisia arvoja, ovat kokeiden tulokset hyödyllisiä lujuuden ja vaurioitumisen arvioimiseksi. [25] [26]

Vetokokeiden tulos on betonin vetolujuus, josta saadaan monia korjaamisen kannalta oleellisia tietoja. Vetokokeen perusteella voidaan arvioida maalipinnoitteiden tartuntaa, betonoinnin onnistumista, betonin erottumista ja tiiveyttä, sekä paikallisia vaurioita. Vaurioita on voinut syntyä esimerkiksi aiemmasta tulipalosta. Vaurioituminen voidaan tunnistaa murtotavasta ja vetomurtolujuudesta.

Betonin vetolujuuden ja puristuslujuuden välillä on melko selvä riippuvuussuhde. Puristuslujuuden lisääntyessä lisääntyy yleensä myös vetolujuus, joka on tavallisesti noin 10-15 % puristuslujuudesta. Yhteys on viitteellinen, ja sitä ei suositella käytettäväksi betonin puristuslujuuden arvioinnissa. Mikäli betonin puristuslujuus on arvioitu vetokokeiden perusteella, tulee tämä käydä selvästi ilmi raportista. [10 s. 254]

Yksittäisen vetokokeen perusteella määritelty vetolujuus on melko epätarkka, mutta koska vetokokeet ovat nopeita tehdä ja vaurioittavat vain vähän rakennetta, voidaan tarkkuutta parantaa lisäämällä näytemäärää. Epätarkkuus johtuu vetolujuuteen vaikuttavien seikkojen runsaasta määrästä. Vetoketulokseen voi vaikuttaa esimerkiksi runkoainesraekoko, näytteeseen osuneet teräkset tai pieni epäkeskisyys koejärjestelyissä.

Mikäli vetokokeiden tuloksia käytetään betonin lujuuden arvioinnissa, on koetuloksista syytä laskea betonin lujuuden ominaisarvo. Ominaisarvo lasketaan pienestä (<10 koetulosta) näytemäärästä kaavalla (2). Hajontakerroin saadaan esimerkiksi taulukosta 5. [20]

$$X_c = X_k - k * s \quad (2)$$

Taulukko 5: Hajontakertoimen riippuvuus kokeiden määrästä. [20]

n	3	4	5	6
sk	3,1	2,7	2,5	2,3

Ominaisarvon laskemiseksi on olemassa myös muita hajontakertoimen taulukoita, joissa käytetään erilaisia tilastotieteen jakaumia. Esimerkiksi standardin SFS 1201 Opastavassa lisätietoliitteessä on esitetty kaksi muuta taulukkoa, joita suositellaan käytettäväksi betoniteräksien vetolujuuden määrittämisessä. [27 liite O.2]

4.3.3 Betonin puristuslujuuskokeet

Betonin puristuslujuuskokeet ovat vetolujuutta jonkin verran kalliimpi tutkimus, mutta ainoa menetelmä betonin puristuslujuuden todellisen tason selvittämiseen. Betonin puristuslujuuden testauksen toimintatavat on esitetty standardissa SFS-EN 12504-1. Standardissa esitelty menetelmä on tarkoitettu rakenteesta irrotettavien porausnäytteiden tutkimiseen ja puristuslujuuden määrittelyyn. [28]

Puristuskokeiden kannalta betonissa olevan runkoaineen maksimiraekoon ja porausnäytteiden halkaisijan välisellä suhteella on merkittävä vaikutus määritettyyn lujuuteen, kun suhde lähestyy arvoa 1:3. Tämä on otettava huomioon kasvattamalla näytteen halkaisijaa, jotta päästään normin sallimalle raekoko-halkaisijasuhteelle. Lisäksi ennen porauksen aloitusta on varmistuttava, ettei näyteporaus heikennä liikaa jotain tiettyä rakenneosaa. Näytteidenottoon ja testauskalustoon liittyvät tarkemmat tiedot löytyvät standardista SF-EN 12504-1. [28]

Puristusnäyte on turvallista ottaa palkkirakenteista neutraaliakselin tienoilta ja mahdollisimman keskeltä rakennetta, läheltä momentin maksimialuetta. Näin näyte tulee otettua alueelta, jossa rakenteen toiminta ei häiriidy. Maksimimomentin alueella rakenteen yläosa toimii puristettuna rakenteena ja alapinnan teräkset ottavat vetorasituksen. Läheltä tukea otetuissa näytteissä on palkin kestävyys leikkausvoiman suhteen tarkistettava. Myös pilareissa turvallisin paikka näytteelle on mahdollisimman keskeltä rakennetta.

Puristuskokeiden tulokset ilmoitetaan 0,1 MPa tarkkuudella. Käytettävien näyteliiriöiden koko ja runkoainesrakeen maksimikoko vaikuttavat koetuloksiin. Suurimmat lujuudet saadaan mahdollisimman suurilla näytepaleilla. Tämän vuoksi on suositeltavaa käyttää 100 mm näyteliiriöitä, mikäli se on rakenteiden kestävyyskannalta mahdollista. [28, liite A]

Betonin lujuus	Vaadittu teräsmäärä (60min)	Rakenteen teräsmäärä [mm ²]	Puuttuva teräsmäärä [mm ²]	Prosentuaalinen teräsmäärän vajaus
K15	780	602	178	29,6 %
K20	697	602	95	15,8 %
K25	664	602	62	10,3 %
K30	645	602	43	7,1 %
K35	633	602	31	5,1 %
K40	624	602	22	3,7 %
K45	618	602	16	2,7 %
K50	613	602	11	1,8 %
K60	606	602	4	0,7 %

Taulukko 6: Taulukossa on esitetty tyypillisen palkin betonin lujuuden vaihtelun merkitys palkin palonkestävyydelle. Raudoituksena on 3 Ø 16 mm terästankoa. Vaadittu teräsmäärä on laskettu isotermin 500-menetelmällä.

Taulukossa 6 on vertailtu puristuslujuuden vaikutusta teräsbetonirakenteen palonkestolle käyttäen isotermin 500 -menetelmää. Taulukossa ainoa muuttuva suure on betonin puristuslujuus. Taulukon perusteella voidaan päätellä, että betonin lujuuden paraneminen parantaa betonin palonkestoaikaa, mutta palonkesto aika ei parane lineaarisesti verrattuna betonin lujuuteen.

Taulukon perusteella voidaan tehdä oletus puristuslujuuden testaamisen mielekkyydestä. Alkuperäisten rakennepiirustusten perusteella betonin lujuudeksi pystytään yleensä päättelemään noin K20:ntä vastaava taso. Betonin lujuuden kasvu K20-tasosta suuremmaksi ei aiheuta enää merkittävää palonkestoajan kasvua. Tämän vuoksi puhtaasti paloteknisessä mielessä puristuslujuuskokeet eivät välttämättä ole tarpeellisia, kunhan voidaan muilla keinoilla (kuten vetokokeet ja silmämääräiset arviot) osoittaa betonin olevan kunnossa ja vastaavan suunnittelulujuutta. Suunnittelulujuustiedon puuttuessa puristuslujuuskokeilla voidaan selvittää puristuslujuus.

Puristuskokeiden kohdalla tarpeellisten kokeiden määrä määritellään, kuten vetokokeidenkin kohdalla, ominaisarvoja hyödyntäen. Suositeltu koemäärä on 3-4 koetta jokaisesta tutkittavasta rakennetyypistä.

Betonin lujuuden testaamisessa tulee kuitenkin muistaa, että näytekappaleen koko, muoto ja sijainti rakenteessa vaikuttavat tuloksiin. Tämän vuoksi puristuskokeiden tuloksia arvioidessa voidaan käyttää empiirisiä kertoimia parantamaan tuloksien luotettavuutta arvioitaessa rakenteen toimintaa [29 s. 21]

4.3.4 Betoniterästen vetokoe

Lähtökohtaisesti betoniterästen vetolujuus pyritään selvittämään piirustuksista tai rakennusajankohtana käytettyjen heikoimpien vaihtoehtojen mukaisesti. Mikäli tämä ei ole mahdollista tai riittävän palonkeston saavuttamiseen lujuuden pitäisi olla vielä suurempi, on mahdollista tehdä teräksille vetokokeita, joissa mitataan teräksen myötöraja.

Vetokokeisiin ryhtyminen ei ole suositeltava vaihtoehto, koska vetokoetta varten joudutaan piikkaamaan rakennetta auki huomattavalta alueelta, jotta saadaan näytekapaleiksi sopivat teräksiset. Piikkauspaikat on mietittävä huolella, jotta ne eivät vaurioita liikaa rakenteen kestävyyttä. Sopivia kohtia betoniteräsnäytteille ovat mahdollisimman vähän rasitetut palkit ja pilarit, tyypillisiä esimerkkejä ovat kaksiaukkoiset palkit, joissa on molemmissa aukoissa sama raudoitusmäärä, mutta toisessa aukossa selvästi suurempi jänneväli. Pienemmän jännevälin palkissa on pienempi käyttöaste ja se on siten turvallinen paikka näytteen ottamiselle. Paikan suhteen ongelmia tuottaa myös se, että momenttikapasiteetin kannalta näyte kannattaisi ottaa tuen läheltä. Näytteenotto kuitenkin vaatii betonin piikkaamista, jolloin leikkauskestävyys on myös otettava huomioon. Kaikissa tapauksissa näytteenottopaikan valinnassa pitää olla mukana ammattitaitoinen rakennesuunnittelija, joka on tutustunut kohteeseen.

Varsinainen terästen testaus tapahtuu vetopenkissä, jossa mitataan vetolujuutta ja siirtymää. Mittaus suoritetaan standardin SFS-EN 100002-1 mukaisesti. Tärkein tässä kokeessa mitattavista terästankojen laadun kriteereistä on sen myötöraja, joka saadaan betoniterästen vetokokeissa jakamalla myötövoima F_e [N] tangon nimellisellä poikkipinta-alalla A [mm²]. Myötörajalla tarkoitetaan sitä jännitystä, jossa koekappaleen muodonmuutos staattisessa vetokokeessa kasvaa vetovoiman pysyessä vakiona tai hie-man laskiessa. Kuumavalssatuilla terästangoilla on yleensä selväpiirteinen myötöalue, josta voidaan erottaa ylempi ja alempi myötöraja. Betoniterästen tuotestandardeissa myötörajavaatimus on asetettu ylemmän myötörajan avulla, joka lasketaan tuotestandardien perusteella nimellispoikkipinta-alaa käyttäen. [30 s. 9]

Koetuloksien tilastollinen käsittely suoritetaan kuten betonin vetokokeiden kohdalla. Näytemääränä sopiva on 3-4 näytettä yhtä terästyyppiä kohden.

5 MITOITUSESIMERKIT ERILAISILLE POIKKILEIKKAUKSILLE

Mitoitusesimerkit on valittu esittämään tyypillisiä rakenneratkaisuja vuosilta 1940-1980. Suurin osa esimerkeistä on valittu todellisista korjauskohteista, mutta niitä käsitellään vain poikkileikkausesimerkkeinä. Kohteen erityispiirteet huomioidaan vain välttämättömiltä osilta poikkileikkausesimerkin laskemisessa. Esimerkkien palonkestoajat on valittu kohteen perusteella, kohteeseen sopiviksi. Varsinaiset esimerkkilaskelmat laskentaohjeineen on esitetty liitteissä 1 - 4.

5.1 Case 1: Suorakaidepoikkileikkaus

Ensimmäisenä tapausesimerkkinä toimii yksiaukkoinen palkkirakenne, jossa palkin poikkileikkaus on suorakaide. Tämä esimerkki ei ole todellisesta kohteesta vaan laadittu eurokoodin mitoitusmenetelmien esittelyyn ja vertailuun. Palkille on valittu tyypillinen kuormitus ja dimensiot.

Yksiaukkoinen rakenne ei ole tyypillinen paikallavaletuissa rakennuksissa, mutta sen avulla voidaan esitellä käytetyt menetelmät. Elementtirakenteisissa toimistorungoissa yksiaukkoinen palkki on erittäin tyypillinen rakenne.

Tapauksen laskelmat on esitetty liitteessä 1.

5.1.1 Laskentamenetelmät

Liitteessä 1 on ensimmäisellä kahdella sivulla laskettu tutkitun palkin normaalitilanteen mitoitus, koska käyttämällemme rakenteelle sitä ei valmiiksi ollut olemassa. Normaalitilanteen mitoituksessa valittiin tarkoituksellisesti terästen betonipeitepaksuudeksi taulukkomitoituksen mukainen etäisyys – näin saadaan vertailukelpoinen tilanne taulukkomitoituksen ja yksinkertaisten laskentamenetelmien välille. Rakenne on valittu niin, että sopivat taulukot ja lämpötilaprofiilit löytyvät Eurokoodista suoraan mitoitettulle rakenteelle.

Rakenteen palomitoitus suoritettiin kolmella menetelmällä: taulukkomitoituksella, isotermin-500-menetelmällä ja vyöhykemenetelmällä. Taulukkomitoituksessa riittävä mitoitus oli etsiä sopiva poikkileikkaus taulukosta ja määrittää sitä vastaava vaadittu suojabetonipaksuus. Isotermin-500-menetelmässä ja vyöhykemenetelmässä käytettiin poikkileikkauksen lämpötilaprofiileja, joiden avulla redusointiin poikkileikkauksen ko-
koa ja materiaalien lujuuksia menetelmien mukaisesti.

5.1.2 Menetelmien vertailu

Kaikilla menetelmillä pystyttiin osoittamaan, että esimerkkirakenne kestää 60 minuutin palonkestoajan. Eroja kuitenkin ilmeni vaadittavan raudoituksen määrässä, sillä eri menetelmillä saatiin erilaisia vaadittuja raudoitemääriä. Tämä tarkoittaa sitä, että samassa poikkileikkauksessa voidaan saavuttaa sama palonkesto aika, vaikka raudoitus olisi taulukkomitoituksen suhteen liian vähäinen tai lähellä pintaa.

Laskelmien perusteella isotermin-500-menetelmällä tarvittavan raudoituksen määrä oli karkeasti 30 % pienempi kuin taulukkomitoituksen mukaisella laskennalla. Tämä voidaan tulkita niin, että rakenne jonka kapasiteetti on noin 30 % vaadittua palonkesto aikaa pienempi taulukkomitoituksen perusteella, voidaan laskennallisesti sijoittaa vaadittuun palonkestoluokkaan. Vyöhykemenetelmällä saadaan vielä tätäkin pienempi vaadittu raudoitus määrä. Vyöhykemenetelmällä saatu raudoitus määrä on kuitenkin esimerkkirakenteessa vain noin 0,5 % pienempi kuin isotermin-500-menetelmällä saatu. Vyöhykemenetelmä vaatii kuitenkin selkeästi enemmän laskelmia. Lähinnä vyöhykemenetelmässä vaadittu vyöhykkeittäinen lämpötilan taulukointi vie aikaa. Tämän vuoksi vyöhykemenetelmä ei ole suositeltava mitoitusmenettely palkeille. Eurokoodissa erikseen mainitaan, että vyöhykemenetelmä soveltuu parhaiten pilareille.

Esimerkissä jätettiin tarkoituksella hyödyntämättä reunatukien momenttikapasiteetti. Reunatuilla on momenttikapasiteettia, mutta sitä voidaan hyödyntää ainoastaan rakenteissa, joissa raudoitus on suunniteltu ottamaan vastaan myös momenttia palotilanteessa. Tarkemmin asia on esitetty kohdassa 3.2.1.

5.2 Case 2: Alalaattapalkisto

Alalaattapalkisto oli 1950-luvun alkuun saakka yleisin välipohjarakenne asuinkerrostoissa. Alalaattapalkiston kantavuus perustuu teräsbetonisiin palkkeihin. Palkkityyppejä oli useita, kuten suora palkki, vene- eli mahapalkki, laippapalkki sekä palkki, joka oli levitetty tuella. Palkkien alapinnassa oli teräsbetonilaatta, jota kuormittivat ainoastaan täyteaineet. Alalaatta oli paksuudeltaan yleensä noin 40 mm. Alalaattapalkistossa puinen tai teräsbetonirakenteinen lattia oli erillinen rakenne palkiston päällä. Tapauksen laskelmat on esitetty liitteessä 2. [31 s. 123]

5.2.1 Palomitoituksen haasteet

Rakenne on ollut tyypillinen aikanaan, mutta nykypäivänä sitä ei juuri käytetä. Tästä johtuen ei Eurokoodin taulukkomitoitus tunne rakennetta. Alalaattapalkiston taulukkomitoitus rajoittuu pelkästään alalaatan tarkasteluun. Pienin taulukoitu laatta on kuitenkin 60 mm paksu, joten käytännössä tyypillistä alalaattapalkistoa ei voida mitoittaa taulukkomitoituksella.

Sama taulukkojen ja kaavioiden puute pätee lämpötilaprofiileihinkin. Eurokoodissa on esitetty vain yksi laattapoikkileikkaus 200 mm laatalle. CEB:n ohjeessa [16] ohuin laatta on 60 mm paksu. Lisäksi CEB:n ohjeessa on 100 mm ja 200 mm paksut

laatat. Lukemataarkkuuden rajoissa kaikista taulukoista saadaan 500 asteen isotermin sijaitsemaan 22 mm etäisyydelle altistuneelta pinnalta. Tämän perusteella laatan paksuudella ei ole merkittävää vaikutusta mitoitukseen. Tästä huolimatta on mahdollista, että tutkittavassa 40 mm:n laatasta lämpötila nousee nopeammin, koska alle 60 mm laatoista ei ole saatavilla polttokoetuloksia. Työssä käytetty lämpötilaprofiilien laskentaohjelma Frilo [17] soveltuu ainoastaan palkki- ja pilaripoikkileikkauksille.

Oma haasteensa alalaattapalkistossa on mahdolliset rakennusaikana käytetyt palavat eristeet. Yleensä korjauksen yhteydessä kuitenkin alalaatat avataan ja nämä palavat eristeet poistetaan. Mikäli eristeet jätetään rakenteeseen, on niihin kiinnitettävä huomiota palosuunnittelussa.

5.2.2 Esimerkkikohde

Alalaattapalkiston osalta tapausesimerkkinä on vuonna 1942 valmistuneen Helsingissä Rantapolku 10:ssä sijaitsevan pientalon välipohja. Välipohjan rakennekuvassa ei ole esitetty raudoitusta, mutta alalaattapalkistolle tyypillisesti rauditus sijaitsee suunnilleen alalaatan keskellä. [32 s. 102-103]

Kohde kuuluu P1 luokkaan, joten siltä vaaditaan 60 minuutin rakenteellinen palonkestoaika. Liitteen 2 laskentaesimerkissä alalaattapalkisto on mitoitettu 60 minuutin palonkestoluokkaan. Mitoitus on tehty isotermin-500-menetelmällä. Mitoittaminen olisi mahdollista myös vyöhykemenetelmällä. Vyöhykemenetelmässä suositeltavaa olisi käyttää vyöhykejaossa ainoastaan alalaattaa, sillä lämpötilan etenemistä palkeissa ei ole tutkittu.

Koska kohteelle ei ole tehty betonipeitepaksuusmittauksia, oletetaan suojabetonipaksuudeksi 15 mm, jolloin rakenteen halkaisijaltaan 16 mm:n teräkset sijaitsisivat lähes alalaatan keskellä (keskiöetäisyys 23 mm) palkin kohdalla.

Laskelmassa tehtiin muutamia oletuksia rakenteesta, kuten betonipeitepaksuuden suuruus ja välipohjan kevyiden rakenteiden arviointi. Laskentamenetelmä kuitenkin säilyy samanlaisena, vaikka numeroarvot muuttuisivat. Laskennassa tehty oletus, että 60 mm polttokokeen tuloksia voi käyttää myös hieman ohuemmille laatoille, johtaa teoriassa epävarmalla puolella oleviin tuloksiin, mutta kuten laattojen polttokokeiden vertailu osoitti, että tämä epävarmuus ei ole todellinen riskitekijä.

Alalaattapalkistossa alalaatta oikeastaan suojaa palkkeja, joten paloteknisesti tämä rakenne on huomattavasti turvallisempi kuin myöhemmin yleistynyt ripalaatasto. Mikäli tutkittavassa alapalkistorakenteessa alalaatta on riittävän paksu, voidaan alalaattapalkiston mitoitus tehdä pelkästään alalaatan taulukkomitoituksen perusteella.

5.3 Case 3: Laattapalkki

Laattapalkki on rakennetyyppi, jota esiintyi ensimmäisiä kertoja kerrostalorakentamisessa jo 1930-luvulla. Rakennetyyppi yleistyi kuitenkin vasta 1950-luvulla. Rakennetarkaisuun päädyttiin, kun laatan jännevälit eivät riittäneet ilman välissä olevia palkkeja

tai kantavia väliseiniä. Kun jännevälejä haluttiin kasvattaa, oli laattapalkisto järkevä rakenneratkaisu. [31 s. 128]

Laattapalkkeissa, kuten alalaattapalkistossakin, palkit mitoitetaan lähes aina jatkuvina rakenteina. Tämä on hyvä seikka palomitoituksen kannalta, sillä käyttörajatilan perusteella mitoitettu tukirauditus riittää varmasti palkin kylmässä osassa myös tulipalo-olosuhteissa.

Tapauksen laskelmat on esitetty liitteessä 3.

5.3.1 Palomitoituksen haasteet

Eurokoodissa on ripalaataston eli laattapalkiston mitoitustaulukko. Mitoitustaulukko on valitettavasti vain ristiinkantaville laatoille. Korjauskohteissa ristiinkantaminen voidaan osoittaa ainoastaan, mikäli käytettävissä on kohteen laskelmat, sillä piirustuksissa harvoin on esitetty raudituksen mitoituserusteita.

Ripalaatastossa tyypillisesti ”ripapalkkien” leveydet ovat pieniä, mikä aiheuttaa ongelmia sopivan lämpötilaprofiilin löytämisessä. Liitteen 3 laskentaesimerkissä on käytetty rinnakkain kolmea lämpötilaprofiilia. Nämä lämpötilaprofiilit ovat taulukoidut 160x80 mm palkki ja 320x160 mm palkki, sekä Frilo TA:lla laskettu 360x110 mm palkki, joka vastaa rakenteen todellista palkkia. Profiilit on laskelmassa nimetty pienemmäksi profiiliksi (160x80mm), suuremmaksi profiiliksi (320x160mm) ja todelliseksi profiiliksi (360x110mm).

Liian pienen profiilin käyttäminen johtaa tyypillisesti varmallalla puolella olevaan ratkaisuun ja liian suuren profiilin käyttäminen vastaavasti epävarmallalla puolella olevaan ratkaisuun. Liian suuresta profiilista voidaan lukea oikean kokoista profiilia vastaavat lämpötilat. Tämäkin tapa on epävarma, joskin selkeästi varmempi kuin liian suuren profiilin käyttäminen Liitteen 3 laskelmissa on verrattu suuremmasta profiilista ja pienemmästä profiilista saman kohdan lukemista ja saatu tulokseksi, että tällä toimintatavalla varmuuskertoimen on oltava vähintään 2,5. Liian suuren profiilin käyttäminen ei ole suositeltava menetelmä, sillä menetelmää ei ole testattu.

5.3.2 Laskennan kulku

Laattapalkiston esimerkkikohteeksi on valittu vuonna 1948 valmistuneen entisen tehdasrakennuksen Heikkiläntie 6:en viidennen kerroksen vesikaton laattapalkisto. Taulukkomitoituksella tälle laattapalkistolle (palkkien taulukoiden mukaisesti) pystyttiin osoittamaan 30 minuutin palonkesto aika. Kohteen uuden käyttötarkoituksen vuoksi kuitenkin vaadittiin 60 minuutin palonkesto aika.

Kohteen betonipeitepaksuusmittauksissa oli saatu 29 mm betonipeitepaksuudeksi. Tuolloin tuohon mitattuun peitepaksuuteen ei ollut kuitenkaan tehty tässä diplomityössä kohdassa 4.2.2 esitettyjä betonipeitepaksuusjakauman korjauksia. Näillä korjaustoimenpiteillä jakaumasta poistetaan virheelliset liian suuret ja liian pienet tulokset. Tämän korjauksen jälkeen uudeksi betonipeitepaksuudeksi saatiin 32 mm, jota käytetään tässä laskelmassa. Molemmat betonipeitepaksuusjakaumat on esitetty liitteessä 5.

Ristiinkantavan taulukon taulukkomitoituksen perusteella 120 mm leveä palkki, jonka keskiöetäisyys on vähintään 25 mm, kuuluu 60 minuutin palonkestoluokkaan. Käsiteltävän palkin keskiöetäisyys on tätä suurempi, mutta leveys pienempi (110 mm).

Isotermi-500-menetelmän laskelmien perusteella rakenne saatiin kestämään 60 minuutin palonkesto-aika, sekä käyttäen epävarmalla puolella olevaa liian suurta lämpötilaprofiilia että todellista lämpötilaprofiilia. Epävarmalle puolelle jääneen suuremman profiilin varmuuskertoimeksi saatiin 2,9, mikä on suurempi kuin edellä vaadittu 2,5. Ero näiden kahden välissä on sen verran pieni, että pelkästään tämän perusteella ei voida todeta rakennetta parempaan palonkestoluokkaan. Todellisen poikkileikkauksen perusteella voidaan kuitenkin todeta rakenteen kestävän 60 minuutin palonkestoajan.

5.4 Case 4: Suorakaidepilari

Pilareiden mitoituksessa mitoitusta rajoittaa joko materiaalin lujuus tai nurjahdusvaara. Nurjahdusmitoitus perustuu Eulerin kriittiseen nurjahduskuormaan. Käytännössä nykyinen mitoitusmenetelmä hyödyntää suhteellista momenttia ja normaalivoimaa, joiden avulla määritellään tarvittava rauditus. Pilareissa samalla kuormituksella suurin riski on rakenteessa, jossa paloaltistus on kaikilta sivuilta. Tämä on tärkeää muistaa redusoidua poikkileikkausta laskiessa.

Tyypillisesti vuosina 1940-1980 valmistuneiden rakennuksien pilarit täyttävät riittävät palonkestovaatimukset puhtaasti taulukkomitoituksen perusteella. Yksinkertaisten laskentamenetelmien käyttäminen on näissä hyvin samankaltaista kuin palkkien kohdalla.

Esimerkin laskelmat on esitetty liitteessä 4.

5.4.1 Esimerkkikohde

Käytetään esimerkkitapahtumana Vantaalla sijaitsevan Paperitukku Oy:n pilareita. Rakennus on valmistunut vuonna 1974. Tarkasteltaville suorakaidepilareille vaaditaan kahden tunnin eli 120 minuutin palonkesto-aika.

Betonipeitepaksuusjakaumasta on poistettu virheelliset mittaukset ennen mitoitusta, kuten Case 3:ssa. Tämän kohteen kohdalla kenttämittauksissa mitattiin ensin hakojen paikat, jonka jälkeen otettiin pääterästen peitepaksuudet näiden välistä.

Mitoitus on tässä suoritettu isotermi-500-menetelmällä sekä todellista pienemmälle Eurokoodista löytyvälle 300x300 mm lämpötilaprofiilille. Tämä on Eurokoodissa taulukoiduista lämpötilaprofiileista suurin. Koska tämän profiilin avulla oli mahdollista osoittaa rakenteelle vaadittava palonkesto-aika, ei tässä esimerkissä käsitellä lisäksi Firlolla laskettua todellista lämpötilaprofiilia. Laskelmissa hyödynnettiin kohteen alkupe räisiä rakennelaskelmia.

6 TOIMINTA- JA MITOITUSOHJEITA RAKENNESUUNNITTELIJALLE

6.1 Yleistä

Tämän osion tarkoituksena on yhdistää työssä havaitut parhaat toimintatavat, joilla voidaan selvittää mahdollisimman luotettavasti olemassa olevan betonirakenteen palonkestoaika. Osion perusteella laaditaan Insinööritoimisto Lauri Mehto Oy:n suunnittelu- ja toimintaohje. Kaikki esitetyt toimintatavat ovat tarkoitettu käytetyiksi soveltaen, jotta kunkin kohteen erityispiirteet tulevat mahdollisimman hyvin huomioiduksi. Tässä esitettyjen menetelmien on tarkoitus edesauttaa vanhojen rakenteiden palonaikaisen kapasiteetin hyödyntämistä täysimääräisesti.

Karkeasti voidaan laskea, että kohteessa jossa käyttötarkoitus muutetaan tehtaasta tai toimistoista asunnoiksi, palkkien ja pilareiden paloteknisen kestävyys tutkiminen yksinkertaisilla laskentamenetelmillä maksaisi suunnittelutoimiston oman arvion mukaan noin 8000 euroa (alv 0 %). Palkkien ja pilareiden palosuojaus on yleensä erikoistyötä, joka tehdään tunti hinnoittelulla, karkeasti tälle työlle voidaan arvioida hinnaksi 80 euroa / m² (alv 0 %). Näillä oletuksilla saadaan yksinkertainen arviointiohje, että mikäli suojattavaa pintaa on alle 100 m², ei laskennallinen tutkiminen kannata. Mikäli suojattavaa pintaa on enemmän, voidaan tarkemmalla suunnittelulla säästää huomattavasti. Ylläesitetty nyrkkisääntö on vain yksi esimerkki tavasta, jolla suunnittelutoimisto voi arvioida kustannusrajansa.

Tässä diplomityössä esitetyt menetelmät liittyvät suunnitteluprosessin eri vaiheisiin. Kenttätutkimus- ja taulukkomitoitusohjeet ovat tarkoitettu luonnossuunnitteluvaiheeseen suunnittelun esitietojen keräämiseen. Yksinkertaiset laskentamenetelmät ja tarkemmat kohteella tehtävät lisätutkimukset ovat varsinaista rakennesuunnittelua, jossa ne on ajateltava vaihtoehtona palosuojaukselle.

Korjausrakentamisessa palomääräysten soveltaminen riippuu rakennuksen erityisominaisuuksista sekä tilojen korjaus- ja muutostöitä seuraavasta käyttötarkoituksesta. Mikäli käyttötarkoitus säilyy samana kuin ennen korjaustöitä ja korjaustyöt eivät oleellisesti vaikuta rakennuksen paloturvallisuuteen, ei ole tarvetta osoittaa rakenteiden palonkestoa. Kuitenkin käyttötarkoituksen muuttuessa rakenteen palonkestoaika on pysyttävä osoittamaan riittäväksi uudessa käyttötarkoituksessa. Yleisimpiä tapauksia ovat entisten tehdas- ja toimistotilojen muuttaminen asuinkäyttöön.

6.2 Tutkimuksen vaiheet

Tutkimus koostuu toisistaan erotettavista vaiheista. Tutkimuksen tarkka muoto muodostuu kohdekohtaisesti, jolloin se vastaa mahdollisimman hyvin kohteen tarpeita. Tutkimuksen vaiheita ovat lähtötietojen keräys, kenttätutkimukset ja varsinainen mitoitus.

Suunnitteluprosessin vaiheesta riippuen myös tutkimuksen vaiheet elävät tarpeen mukaan. On tavallista, että vaikka luonnossuunnittelun yhteydessä on tehty luonnossuunnittelun kannalta kattavat kenttätutkimukset, tarvitaan kohteella suoritettavia lisäselvityksiä tarkempaa suunnittelua varten. Prosessissa on varauduttava useisiin kohdekäynteihin.

Ennen varsinaisen tutkimuksen aloittamista, on suositeltavaa että tutkimuksen tilaaja ja tutkimuksen suorittaja sopivat, mitä tuloksia tutkimuksesta halutaan ja mitä tutkimusmenetelmiä on mahdollista käyttää ja kuinka laaja otos tutkimukselle halutaan. Nämä asiat tulisi selvittää tarjousasiakirjoista.

6.2.1 Tutkimussuunnitelma ja lähtötiedot

Ennen kenttätutkimuksien aloittamista, olisi tutkijalla oltava selkeä käsitys kohteesta ja halutun tutkimuksen laajuudesta. Tavallisesti tutkimuksen laajuuden määrittely on tutkijan ammattitaidon varassa. Tutkijan on tutkittava rakennusta riittävällä tarkkuudella ja laajuudella, jotta tutkimuksen tulokset ovat mahdollisimman hyvät.

Tutkimuksen laajuuden määrittäminen vaikuttaa suoraan tutkimuksen virhemarginaaleihin. Vanhan rakenteen kohdalla, absoluuttisten tuloksien saaminen ei ole mahdollista, joten tutkimuksen tavoite on saavuttaa riittävän pienet virhemarginaalit, jotta tuloksien perusteella voidaan tehdä suunnitteluratkaisuja.

Lähtötietojen selvittämisen yhteydessä on suositeltavaa, että tutkija käy tutustumassa kohteeseen silmämääräisesti. Näin tutkija näkee kohteen todellisen tilanteen ja voi esittää tarpeellisia toimenpiteitä tilaajalle ennen kenttätutkimuksien aloittamista. Esimerkiksi kohteella voi olla laskettuja alakattoja tai muita kantavia rakenteita peittäviä levytyksiä, joiden poistaminen ei onnistu tutkimuksen yhteydessä. Kohdekierroksen jälkeen voidaan sopia näiden rakenteiden osittaisesta tai täydellisestä poistamista ennen kenttätutkimusta tai sen yhteydessä.

Alkuperäisistä suunnitteluasiakirjoista, mikäli käytettävissä, on selvitettävä ainakin kantavien rakenteiden mitat ja rauditus. Tärkeimmät rauditteet ovat palkkien ja pilareiden pääteräksset sekä laattojen alapinnan teräksset. Mikäli suunnitteluasiakirjoissa on esitetty muita teräksiä, materiaalitietoja tai kyseenalaisia rakenneratkaisuja, on ne dokumentoitava. Piirustuksia tutkiessa on hyvä pitää mielessä, että piirustuksissa rakennus näyttää mahdollisimman hyvältä: todellisuus on usein suunnitelmia epätäydellisempi. Suurimpana syynä tähän on vanhoille rakennuksille tehty korjaus- ja muutostyöt, jotka ovat syystä tai toisesta jääneet merkitsemättä suunnitelmiin tai muihin kohteen asiakirjoihin.

Mikäli suunnitteluasiakirjoja ei ole käytettävissä, on tämä huomioitava tutkimuksen ajankäytössä. Sillä raudoituksen selvittäminen rakenneavauksilla vie enemmän aikaa kuin raudoituksen tarkistaminen yksittäisistä avauskohdista.

Aiotusta tutkimuksesta on suositeltavaa laatia tutkimussuunnitelma. Tutkimussuunnitelmasta tulee käydä ilmi arvioitu näyte- ja mittausmäärä. Tämän pohjalta voidaan seurata kenttätutkimuksien kulkua ja aikataulussa pysymistä.

6.2.2 Kenttätutkimukset

Esiselvityksen jälkeen suoritetaan varsinaiset kenttätutkimukset. Kenttätutkimukset ovat tutkimuksen tärkein vaihe. Kenttätutkimuksissa suoritetaan rakenteista tarvittavat mittaukset ja näytteenotto. Kenttätutkimuksiin on kohteen koosta riippuen syytä varata yhdestä neljään henkilötyöpäivään. Suositeltavaa on, että kenttätutkimukset suorittava tutkija myös tekee tutkimuksia koskevat laskelmat ja suunnitelmat.

Esimerkkikohteiden kokemuksen perusteella tehokkain tutkimusryhmä koostuu kahdesta tutkijasta, sillä osa tutkimusmenetelmistä huomattavasti helpottuu, kun tutkijoita on useampia. Kuitenkin tutkijamäärän kasvattaminen kahta suuremmaksi yleensä laskee tutkimuksen tehokkuutta, koska laadukkaasta tutkimussuunnitelmasta huolimatta, tällöin vastaavan tutkijan ajasta huomattava osa kuluu työnjohtamiseen. Tutkimuksen onnistumisen kannalta tutkijalla ja suunnittelijalla on oltava kokemusta korjausrakentamisesta ja tutkittavien rakenteiden erityispiirteistä.

Vanhojen rakenteiden tutkimiseen liittyy aina epävarmuutta, sillä tiedot on kerättävä otoksina ja rakenteen ominaisuudet ja kunto voivat vaihdella rakenteen eri osissa. Tästä johtuen tutkimuksessa on pyrittävä keräämään mahdollisimman paljon rinnakkaisia tietoja eri lähteistä. Usean lähteen käytöllä pyritään eliminoidaan tutkimuksen virheitä. Samalla näytemäärää kasvattamalla pienennetään yksittäisen tutkimustyyppin virhemarginaalia.

Näytteidenotto ja mittaaminen kannattaa suorittaa rakennetyypeittäin. Esimerkiksi pilari-palkki-runkoisessa kellarikerroksesta ja neljästä toimistokerroksesta koostuvassa rakennuksessa tutkittavat rakenneosat voitaisiin jakaa kellariin ja ylempiin kerroksiin. Kellarin osalta rakennetyypit olisivat kellarin pilarit, kellarin palkit ja kellarin ja ensimmäisen kerroksen välinen välipohja. Mikäli ylemmissä kerroksissa kaikki tilat on mitoitettu samalla mitoitukskuormalla, voitaisiin ylemmät kerrokset käsitellä samoin kolmella rakennetyypillä (pilari, palkki, laatta).

Tutkimuksen laajuus tulee määritellä kohteen koon ja erilaisten rakenneosien määrän perusteella. Nyrkkisääntö on tutkia jokainen rakenneosa erikseen, mutta mikäli yhtä rakennetyypiiä on huomattavan paljon, kannattaa tähän rakenneosaan tehdä tässä esitettyjä suosituksia enemmän mittauksia.

Seuraavassa on lista luonnossuunnitteluvaiheen kenttätutkimuksissa suositeltavista näytemääristä. Listassa esitetyt tutkimusmenetelmät mahdollistavat tutkijalle mahdollisimman hyvän kokonaiskuvan kohteesta, jotta hän voi laajaan tietopohjaan perustuen arvioida tutkittavia asioita. Listan näytemäärät ovat keskimääräisen kohteen mukaisia ja tutkija voi muuttaa näytemääriä kohteen tarpeiden mukaan:

- Rakenneavauksia: 1 kpl / rakennetyyppi (raudoitustietojen puuttuessa 3-5 kpl/ rakennetyyppi)
- Betonipeitepaksuusmittauksia: 200 kpl/ rakennetyyppi
- Betonilieriönäyte: 1 kpl/ välipohjatyypin (mikäli jotain välipohjatyyppejä on paljon kaksi tai kolme näytettä on perusteltua)
- Rakennepoikkileikkauksien, rakenteiden jänneväliden dimensioiden mittaaminen mahdollisimman monesta kohdasta, kuitenkin vähintään yhdestä paikasta jokaisesta rakennetyypistä.
- Betonin vetokokeet: 3 kpl / rakennetyyppi (erityisesti vaurioitumisen selvittämistä varten)
- Lisäksi vain tarvittaessa (yksinkertaisia laskentatapoja varten): Betonin puristuskokeet 3 kpl / rakennetyyppi ja Betoniterästen vetokokeet 3 kpl / rakennetyyppi.

Tärkein yksittäinen kenttätutkimustoimenpide on betonipeitepaksuuksien selvittäminen. Tähän on varattava riittävästi aikaa. Yleisesti käytetty Profometer - betonipeitepaksuusmittari antaa oikeita tuloksia vain, jos asetuksiin syötetty teräksen halkaisija vastaa todellista rakenteen pääteräksen halkaisijaa. Lisäksi väärä mittausanturin asento tai liian nopea mittausanturin kuljettaminen mitattavan teräksen kohdalta, voi aiheuttaa mittausdatan vääristymistä.

Betonipeitepaksuusmittarin kalibroinnissa on mahdollista hyödyntää rakenneavauksia. Rakenneavauksesta löydetty yksittäinen suunnitelmista poikkeava teräs ei kuitenkaan ole syy vaihtaa tutkimussuunnitelmassa valittuja betonipeitepaksuusmittarin asetuksia. Kuitenkin se on syy tehdä vertaileva avaus samantyyppisestä rakenteesta.

Betonipeitepaksuuksia mitattaessa valitaan edustavia osia yksittäisistä rakennesista, eri kerroksista ja eri puolilta rakennusta. Mittaukset on suositeltavaa tehdä hakaterästen välistä. Hakateräksien paikantamisessa voidaan käyttää samaa betonipeitepaksuusmittaria. Vaihtoehtoisesti voidaan pyrkiä mittaamaan vain hakateräksiä ja laskea tästä jakaumasta pääteräksien sijainti. Yleensä pääteräkset sijaitsevat suoraan hakateräksien päällä tai sisäpuolella. Profometer -betonipeitepaksuusmittarin toimintatavasta johtuen tätä tapaa ei suositella käytettäväksi.

Välipohjien kokonaispaksuus on suositeltavaa mitata, sekä kerroskorkeuksien avulla, että betonilieriönäytteistä. Betonilieriönäytteistä saadaan lisäksi välipohjan kerrostuneisuus ja voidaan selvittää useita rakenteen vaurioitumiseen liittyviä seikkoja vetokokeiden avulla.

Usein paloteknisen tutkimuksen kenttätutkimuksen yhteydessä on mahdollista ja suositeltavaa, suorittaa myös muita tutkimuksia, joista saadaan luonnossuunnittelun kannalta oleellisia lähtötietoja. Tällaisia tietoja ovat esimerkiksi välipohjien ääneneristävyys ja kantavien rakenteiden kuntoarvio. Näiden molempien tutkimuksien suorittamiseen voidaan käyttää samoja mittauksia ja näytteitä kuin paloteknisessä tutkimuksessa.

6.3 Taulukkomitoituksen menettelytavat

Taulukkomitoitus on yksinkertainen ja nopea mitoitusten menettely, jonka tulokset ovat usein selkeästi varmallalla puolella. Tämän vuoksi taulukkomitoituksella saadaan pienellä työmäärällä viitteellinen arvio palonkestosta. Mikäli taulukkomitoituksella saatu palonkesto aika-arvio on liian lyhyt, on suositeltavaa tehdä lisätutkimuksia kohteella. Yksinkertaiset laskentamenetelmät ovat tarkoitettu vasta tilanteeseen, jossa on jo olemassa tarkat tutkimustulokset mitoitettavasta rakenneosasta.

Eurokoodeilla mitoittaessa taulukkomitoitusta käyttäen, on syytä pitää mielessä, että Eurokoodissa ei ilmoiteta suoraan vaadittua betonipeitepaksuutta vaan siinä käytetään teräksen halkaisijasta riippuvaa keskiöetäisyyttä. Tämä keskiöetäisyys on betonipeitepaksuus plus puolet teräksen halkaisijasta. Lisäksi taulukkomitoituksen edellytyksenä on, ettei rakenteen staattinen toimintamalli muutu.

Ideaalitilanteessa mitattu betonipeitepaksuusjakauma vastaa rakenteen todellista betonipeitepaksuusjakaumaa. Näin ei kuitenkaan läheskään aina ole, vaan mitatussa betonipeitepaksuusjakaumassa on häiriötekijöitä, kuten virheellisiä mittauksia tai mittauksia vääristä raudoitteista. Jakaumasta tulisi poistaa kaikki virheellisiksi tunnistetut mittaustulokset, kuten hakateräksistä saadut arvot ja mittarin toimintaan liittyvät häiriölliset mittaukset.

Hakateräksien sekä muiden mahdollisesti virheellisten mittauksien tunnistaminen ei ole helppoa. Suunnittelijan ei ole mahdollista tietää varmaksi, mitkä mittaukset ovat virheellisiä. Suunnittelijan kokemus ja tarkka tuloksien seuraaminen kenttätutkimuksien edetessä antavat mahdollisimman hyvän lähtökohdan virheellisten tuloksien poistamiselle. Mahdollisia muita näytteitä, kuten betoninäytelieriöitä ja rakenneavauksia, on suositeltavaa hyödyntää mittausdatan oikeellisuutta tarkistaessa. Tämän diplomityön luvussa 4.2.3 on annettu tarkempia ohjeita virheellisten tuloksien tunnistamiseksi.

Mikäli betonipeitepaksuusjakauma on kaksi- tai monihuippuinen, ei taulukkomitoitus tunne erilaisia käsittelytapoja. Monihuippuinen jakauma käsitellään taulukkomitoituksessa käyttämällä jakauman keskiarvoa. Eri huippujen erilliset betonipeitepaksuusarvot on kuitenkin otettava talteen ja mainittava raportissa. Tarkemmissa tarkastelemissa (yksinkertaiset laskentamenetelmät) laskelmat on suositeltavaa suorittaa erikseen jokaiselle betonipeitepaksuusjakauman huipulle.

Palkkien- ja laattojen osalta Eurokoodissa on erikseen taulukoitu yksiaukkoiset ja jatkuvat rakenteet. Taulukkomitoituksissa on aina syytä käyttää ainoastaan yksiaukkoisten taulukoita, ellei erikseen voida osoittaa jatkuvilta rakenteilta vaadittavia lisäehtoja. Lisäehtojen osoittaminen vaatii rakenteen kuormien selvittämisen, sekä palotilanteessa, että normaaliolosuhteissa. Tämän vuoksi lisäehtojen osoittaminen on luokiteltu tässä yksinkertaiseksi laskentamenettelyksi. Rakenteiden jatkuvuudella saavutetaan riittävä rakenteen palonkestoaika 10 - 20 mm ohuemmalla betonipeitepaksuudella, mikäli rakenne täyttää jatkuvuudelle asetetut lisäehdot.

Pilarien taulukkomitoituksessa on esitetty kaksi menetelmää A ja B. Näistä menetelmistä menetelmä A soveltuu paremmin korjausrakentamiseen. Menetelmässä A

oletetaan korjauskohteiden taulukkomitoituksessa n_{fi} :n arvoksi 0,7. Eurokoodissa suositellaan tämän oletuksen tekemistä, mikäli kaikkia lähtöarvoja ei tunneta. Menetelmä on varmallalla puolella, mutta pystyrakenteissa on tyypillisesti ylimääräistä kapasiteettia.

6.4 Yksinkertaisten laskennallisten menetelmien menetelytavat

Mikäli vaadittavat palonkestoajat eivät täyty taulukkolaskennalla, on mahdollista tehdä yksinkertaisilla laskentamenetelmillä tarkemmat selvitykset rakenteiden palonkestosta. Ennen laskennallisten menetelmien käyttöä, on suositeltavaa tehdä kohteella lisätutkimuksia. Lisätutkimuksien yhteydessä on otettava tarvittavat näytteet yksinkertaisia laskentamenetelmiä varten. Näiden lisätutkimuksien avulla voidaan saada riittävästi tarkemmat tulokset, jotta riittävä palonkesto aika saavutetaan taulukkomitoituksella. Mikäli lisätaulukkomitoitus ei riitä, on suositeltavaa vasta käyttää laskennallisia menetelmiä.

Jatkuville palkki- tai laattarakenteille voidaan ensimmäisenä yksinkertaisena laskentamenettelynä selvittää tarvittavat esitiedot, jatkuvien rakenteiden taulukoiden käyttämiselle. Ehtojen täytyessä rakenteen palonkesto aika on vaatimuksien suhteen riittävä.

Muiden rakenteiden kohdalla on syytä käyttää isotermin 500-menetelmää. Menetelmässä oletetaan, yli 500 °C lämpötilassa oleva betoni, ei vaikuta poikkileikkauksen toimintaan. Tässä menetelmässä terästen lujuus on verrannollinen terästen lämpötilaan. Eurokoodissa esitelty vyöhykemenetelmä on työläämpi menetelmä, koska siinä taulukoidaan lämpötilan osalta useita rakenteen pisteitä. Tietokoneavusteisesti laskiessa menetelmien välinen ero on hyvin pieni. Vyöhykemenetelmällä saadaan hieman pidempiä palonkesto aikoja, mutta ero ei ole merkittävä.

Yksinkertaisten laskentamenetelmien käyttäminen vaatii rakenteen lujuuden tuntemusta. Mikäli kokeellisia lujuusmäärittäyksiä ei ole tehty, voidaan käyttää piirustuksissa osoitettuja materiaaleja kappaleen 4.3.1 taulukoiden 3 ja 4 mukaisesti. Taulukoissa on myös esitetty eri ajanjaksoina käytetyt heikoimmat materiaalit, joita voidaan käyttää, mikäli piirustuksissa ei ole lujuusmerkintöjä.

Tilanteissa joissa lujuuksien taulukkoarvot eivät riitä, on mahdollista turvautua näytteiden testaamiseen ja todellisten lujuuksien käyttämiseen. Koska terästen lujuuden vaikutus on lähes lineaarinen, on suositeltavaa käyttää ennemmin teräksille todellista lujuutta kuin betonille. Lujemman betonin käyttäminen ei oleellisesti paranna rakenteen palonkestoa, betonin lujuuden ylittäessä K30 tason.

Yksinkertaisissa laskentamenetelmissä tärkeintä on poikkileikkauksen lämpötilan mallinnus. Sopivan valmiin lämpötilaprofiilin puuttuessa Eurokoodin liitteestä A, käytetään esimerkiksi Frilo TA -laskentaohjelman avulla laskettua lämpötilaprofiilia.

Rakenteen ollessa käyttölämpötila-alueen mitoituksessa staattisesti määräämätön, siihen voidaan lisätä paloteknisessä mitoituksessa rakenteelliset tai plastiset nivelet niihin kohtiin, joissa tulipalo-olosuhteissa momenttikapasiteetti ensin ylittyy. Tällä menetelmällä on mahdollista saada rakenteelle lisää kapasiteettia tulipalotilanteessa.

Tämän diplomityön liitteissä (1-4) on esitetty mitoitusmenettelyt esimerkkirakenteille. Näihin mitoitusmenettelyihin ja mitoitusmenettelyiden kommentointiin (luku 5) on suositeltavaa tutustua ennen uuden rakennetyypin mitoittamista laskennallisilla menetelmillä. Esimerkeissä käsitellään ne asiat, jotka on otettava huomioon laskennallisessa palonkestoajan mitoituksessa.

6.5 Raportointi

Raportointi hieman muuttuu suunnittelun vaiheiden mukaisesti. Luonnossuunnitteluvaiheessa paloluokkien raportointi on hyvä sisällyttää rakenneselvitykseen, jossa on tutkittu myös muita suunnittelun aloittamisen kannalta oleellisia seikkoja. Rakennesuunnittelun yhteydessä voidaan paloluokkien mitoitus liittää muuhun rakennesuunnitteluun.

Raportin alussa on hyvä olla lyhyet perustiedot kohteesta, joilla voidaan yksilöidä mitä raportti koskee. Tämän olisi hyvä olla riittävän selkeä kokonaisuus, jotta raportin kannanotot tulevat hyvin esille.

Yleistietojen jälkeen on hyvä ilmaista tutkimuksen tavoitteet, rajaukset ja tutkimusmenetelmät. Tässä yhteydessä on hyvä kertoa, onko käytetty laskennallisia menetelmiä ja onko rakenteiden mitat kohteella mitattuja vai piirustuksien perusteella valittuja. Mikäli jotain alueita ei ole voitu syystä tai toisesta tutkia, on tämä mainittava raportissa sekä kerrottava miksi kyseistä aluetta ei ole tutkittu. Raportista tulee käydä esille kaikkien tutkimukseen osallistuneiden tutkijoiden yhteystiedot.

Ennen varsinaisten tuloksien antamista on suositeltavaa esitellä tarkemmin tutkitut rakenteet. Niiden palomitoitukseen vaikuttavat dimensiot, kuormitukset ja mitatut betonipeitepaksuudet. Lisäksi tehtyjen rakenneavauksien tiedot on suositeltavaa esittää erillisenä kohtana.

Varsinaiset paloluokat on syytä esittää mahdollisimman yksinkertaisesti ja selkeästi, jotta niihin ei jää tulkinnanvaraa. Hyvä tapa onkin liittää raportin liitteeksi luonnospiirustus, josta käy ilmi mitoitettujen rakenteiden sijainnit. Varsinaiset mitoitusmenettelyt ja laskelmat on hyvä mainita tässä, mutta esittää tarkemmin raportin liitteenä.

6.6 Yhteenveto toimintamallista

Käytetty toimintamalli perustuu kohteella tehtäviin laadukkaisiin kenttätutkimuksiin ja näitä täydentävään suunnitteluasiakirjoista saatuun tietoon. Näiden pohjalta tehdään alustava taulukkomitoitus.

Taulukkomitoituksen tuloksia arvioidaan kriittisesti ja selvitetään mahdolliset virhelähteet ja virheiden suuruus. Jos tämän jälkeen on pienikin epäily, että tutkimustuloksissa on ristiriitaisuuksia tai mittausten määrä ei ole riittävä luotettavan arvion aikaan saamiseksi, on palattava kohteelle tekemään lisätutkimuksia.

Erilaisia selvitettäviä asioita ei voida tutkia tyhjentävästi. Tämän vuoksi ongelmia on lähestyttävä järjestelmällisesti siten, että lopulta tehtävät päätelmät todella perustuvat tutkimusaineistoon. Arviot ja arvaukset kasvattavat virhemarginaalia helposti hal-

litsemattoman suureksi, joten ne ovat huono perusta mitoitukselle ja niitä ei tulisi käyttää.

Kun tutkimusaineistoa on riittävästi luotettavien tuloksien aikaansaamiseksi, kerätään aineisto raportin muotoon ja raportoidaan asiakkaalle. Raportissa on syytä olla päätelmien perusteet. Selvityksiä tulee tehdä hankkeeseen liittyvän tutkimusohjelman avulla, joissa on huomioitu käytettävissä oleva aika ja resurssit. Resurssirajoitteista johtuen tutkimuksen on perustuttava satunnaisotantaan. [20]

Raportissa kerrotaan rakenneosat, joissa taulukkomitoitus ei tarjoa tarvittavien lisätutkimuksienkaan avulla riittävää palonkestoaikaa. Tällaisessa tilanteessa voidaan, erikseen asiakkaan tilaamana, suorittaa laskennallinen tutkimus ja tehdä tutkimuksen vaativat lisänäyteenotot, kuten mahdolliset materiaalien lujuuskokeet.

Tutkimuksia tehdessä on hyvä muistaa, että viisikymmentäyhdeksän minuuttia kestänyt rakenne ei ole oleellisesti kuudenkymmenen minuutin rakennetta huonompi. Raja on vain vedettävä johonkin ja mihin tahansa se sijoitetaan, niin joillekin rakenteille se ei kuitenkaan sovi. Tietoisesti turvallisuutta ei saa heikentää. [5 s. 36-37]

LÄHTEET

- [1] RIL 221-2003. Paloturvallisuussuunnittelu. 2003. Yleisjäljennös – Painopörssi.
- [2] Maankäyttö- ja rakennuslaki. 132/5.2.1999.
- [3] If: Kiinteistön omistajan ja haltijan velvollisuudet [WWW] http://www.if.fi/web/fi/sitecollectiondocuments/commercial/omaisuusvakuutukset/61115_kiinteisto_09_2011.pdf viitattu 15.4.2013
- [4] Rakennusten paloturvallisuus & Paloturvallisuus korjausrakentamisessa. 2003. Ympäristöopas 39, Ympäristöministeriö, Asunto- ja rakennusosasto. Edita Prima Oy, Helsinki.
- [5] RIL 195-3-2005. Rakenteellinen paloturvallisuus, Korjausrakentaminen. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL.
- [6] Hurme, Riitta. Betoni Suomessa 1860 – 1960. Suomen Rakennusmedia.
- [7] Heino, S. 1937. Tekniikankäsikirja. Jyväskylä, K. J. Gummerus Oy.
- [8] Betoninormit 1965. 1965. Suomen Betoniyhdistys r.y. ja Rakennusinsinööriyhdistys r.y. Vammala, Vammalan Kirjapaino Oy.
- [9] Heikkilä-Kauppinen, Marja. Saanko luvan? 2012. Bookwell Oy, Porvoo. s. 397
- [10] Rakentajain kalenteri 1973. Rakentajain Kustannus Oy. 1972.
- [11] E5 Kantavien ja osastoivien rakenteiden palonkestävyys ohjeet (annettu 11.10.1977)
- [12] Inha, Timo. 1986. Taivutettujen betonirakenteiden paloteknisestä mitoituksesta. Tampereen Teknillinen Korkeakoulu. 159 s.
- [13] Paroc: Yleistä tietoa paloista [WWW] <http://www.paroc.fi/knowhow/palo/yleista-tietoa-paloista-> viitattu 11.3.2013
- [14] Oletettuun palonkehitykseen perustuva paloturvallisuussuunnittelu. 2004. Helsinki: Teräsrakenneyhdistys.
- [15] SFS-EN 1992-1-2. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto.

- [16] Comite Euro-International du Beton. Design of Concrete Structures for Fire Resistance, No 145, Appendix: Temperature profiles in prototype cross-sections. Munich, Avril 1982.
- [17] Nemetschek Frilo GmbH. Product manual: TA – Temperature analysis cross section. Version 1/2012. s. 10.
- [18] RIL 98, Maa- ja kalliorakennus. 1976. Jyväskylä, K. J. Gummerus Oy. 520 s.
- [19] Salminen Mikko. 2008. Teräsbetonisen mastopilarin palomitoitusohje. Betonikeskus ry/TTY. 56 s.
- [20] Tampereen Teknillisen Yliopiston kurssin RTEK-3720, Kantavien rakenteiden korjaaminen, Ralf Lindbergin luentokalvot (kevät 2012).
- [21] Neuvonen, P. 2006. Kerrostalot 1880-2000 – arkkitehtuuri, rakennustekniikka, korjaaminen. Helsinki, Rakennustieto Oy.
- [22] Suomen Betoniyhdistys. 2002. BY 42. Helsinki, Gummerus Kirjapaino Oy. 167 s.
- [23] Keitaanniemi, Juho. 2011. Tiililaattapintaisten betonijulkisivuelementtien betoni-peitepaksuusmittauksien erityispiirteitä. Tampereen Teknillinen Yliopisto. 28 s.
- [24] Keskustelu: Ruohonen, Keijo. Matematiikan laitoksen professori, Tampereen Teknillinen Yliopisto. [Keskusteltu 28.08.2012]
- [25] SFS 5445, Betoni. Vetolujuus.
- [26] SFS 5446, Betoni. Tartuntalujuus.
- [27] SFS 1202, Betoniteräksiset ja raudoitteet. Vaatimuksenmukaisuuden osoittaminen. Vaatimustasot ja testaus.
- [28] SFS-EN 12504-1, Betonin testaus rakenteista. Osa 1: Poratut koekappaleet. Näytteenotto, tutkiminen ja puristuslujuuden testaus.
- [29] Wilby, C. B. Structural concrete. 1983. London, Butterworth & Co. Ltd.
- [30] Iso-Mustajärvi, P. 2011. Betonitekniikka RTEK-3140 Harjoitustyöohje. 20 s.
- [31] Mäkiö, Erkki. 1990. Kerrostalot 1940-1960. Porvoo, WSOY. 273 s.

[32] Neuvonen, Mäkiö, Malinen. 2002. Kerrostalot 1880-1940. Hämeenlinna, Karisto Oy. 192 s.

[33] Pentti, Matti. 1999. The Accuracy of the Extent-of-Corrosion Estimate Based on the Sampling of Carbonation and Cover Depths of Reinforced Concrete Façade Panels. Tampereen Teknillinen korkeakoulu Julkaisuja 274. 103 s.

LIITTEET

Liite 1:	Case 1: Suorkaidepoikkileikkaus
Liite 2:	Case 2: Alalaattapalkisto
Liite 3:	Case 3: Laattapalkki
Liite 4:	Case 4: Suorakaidepilari
Liite 5:	Heikkiläntie 6 -betonipeitepaksuusjakaumat

LIITE 1

Case 1: Suorakaidepoikkileikkaus

Case 1: Suorkaidepoikkileikkaus

Mitoitetaan tyypillinen yksiaukkoinen palkkirakenne ensin normaali lämpötilassa. Normaalitilan mitoitus on tehty Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1) ohjeiden mukaisesti.

Käyttörajatila

Palkin korkeus: $h := 600\text{mm}$

Laatan korkeus: $h_l := 160\text{mm}$

Uuman leveys: $b := 300\text{mm}$

Palkin pituus: $P := 8.7\text{m}$

Palkin kuormitusala: $k := 6\text{m}$

Lasketaan kuormat (toistaiseksi karakteristiset arvot).

Palkin ja laatan oma paino (tiheys 25 kN/m^3):

$$g_{\text{palkki}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot b \cdot h = 4.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{laatta}} := k \cdot h_l \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hyötykuorman ominaisarvo:

$$p := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_l := p \cdot k = 12 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

KT1: $1,15 \cdot \text{oma paino} + 1,5 \cdot \text{hyötykuorma}$

KT2: $1,35 \cdot \text{oma paino}$

$$\text{KT1 hyötykuorma: } q_h := 1.5 \cdot q_l = 18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{KT1 oma paino: } g_1 := (g_{\text{palkki}} + g_{\text{laatta}}) \cdot 1.15 = 32.77 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{KT2 oma paino: } g_2 := (g_{\text{palkki}} + g_{\text{laatta}}) \cdot 1.35 = 38.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lasketaan palkin suunnittelu kuormat osavarmuuskertoimilla kerrottuna:

$$\text{KT1: } q_1 := g_1 + q_h = 50.77 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{KT2: } q_2 := g_2 = 38.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := q_1$$

Momentin maksimiarvo on palkin keskellä:

$$M := \frac{q P^2}{8} = 480.39 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Määritellään käytettävät materiaalit

Betoni C30/37 ja teräs A500HW

$$f_{ck} := 30\text{MPa}$$

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

Rakenneluokka 2: $\gamma_c := 1.5$ $\gamma_s := 1.15$ $\alpha_{cc} := 0.85$

Betonin mitoituspuristuslujuus: $f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \cdot \text{MPa}$

Betoniterästen mitoitusvetolujuus: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \cdot \text{MPa}$

Betonin vetolujuus: $f_{ctm} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\left(\frac{2}{3} \right)} \text{MPa} = 2.9 \cdot \text{MPa}$

Palkin poikkileikkausmitat: $b = 300 \cdot \text{mm}$ $h = 600 \cdot \text{mm}$

Peitepaksuus: $c_1 := 13 \text{ mm}$ Tämä arvo saadaan Eurokoodin mitoitusaulukoista 60 minuutin palonkestoajalle. (keskiöetäisyys 25 mm, \Rightarrow Peitepaksuus 13 mm)

Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudituksen betonipeite on määräävä.

Tällöin tehollinen korkeus on (kun tangon halkaisijaksi oletettu 25 mm ja haat 8 mm):

$$d := h - c_1 - 8 \text{ mm} - 0.5 \cdot 25 \text{ mm} = 566.5 \cdot \text{mm}$$

Lasketaan aukkomomentin vaatima teräsmäärä:

Aukon teräkset:

Suhteellinen momentti: $\mu := \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.29$ $< \mu_b = 0.358$ eli OK

Puristuspuunnan suhteellinen korkeus: $\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.36$ $< \beta_b = 0.467$ eli OK

Puristetun puunnan tehollinen korkeus $y := \beta \cdot d = 202.45 \cdot \text{mm}$

$$A_{S, \text{vaad}} := \frac{y \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 2.37 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\underline{\text{Valitaan 5 T 25}} \quad n := 5 \quad \phi := 25 \text{ mm} \quad n \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 2.45 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Terästen välissä oleva tila on vähintään suurin vaihtoehtoista:

-tangon halkaisija (25 mm)

-kiviaineksen suurin raekoko + 3 mm; = 19 mm

-20 mm

Vetoterästen väliin tarvitaan 25 mm tila. Terästen väliin jäävä tila voidaan laskea palkin poikkeileikkauksesta, huomioimalla palkin leveys, peitepaksuudet, hakateräkset ja pääteräkset. Tässä hakojen halkaisijaksi on oletettu 8 mm.

$$\frac{b - 2 \cdot c_1 - 2 \cdot 8 \text{ mm} - n \cdot \phi}{n - 1} = 33.25 \cdot \text{mm}$$

vetoteräsvalinta OK

Palonkeston taulukkomitoitus

Taulukkomitoitus perustuu betonipalkkien vähimmäismittoihin ja terästen keskiöetäisyyden vähimmäismittoihin. Nämä tiedot löytyvät Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-2) taulukosta 5.5. Taulukkomitoituksen periaatteet on esitetty tässä diplomityössä luvussa 3.3.1.

Tutkitun palkin kohdalla taulukosta 5.5. voidaan lukea, että 300 mm leveälle palkille vaaditaan vähintään 25 mm keskiöetäisyys, kun palkki mitoitetaan 60 minuutin palonkestoajan perusteella. Peitepaksuudeksi muutettuna käytetyillä pääteräksillä (halkaisijaltaan 25 mm) tämä tarkoittaa 13 mm betonipeitepaksuutta.

Palomitoitus isotermin-500-menetelmällä

Isotermin-500-menetelmässä otaksutaan, että yli 500 asteen lämpötilassa oleva betoni ei osallistu poikkileikkauksen toimintaan lainkaan. Ja terästen lujuus heikkenee lämpötilan kasvaessa eurokoodin taulukoiden mukaisesti.

Rakenteen terästen ja betonin lämpötilat on esitetty Eurokoodissa (SFS-EN 1992-1-2) liitteessä A eri kokoisille rakenteille. Näistä kaavioista on mahdollista lukea, lämpötila rakenteessa tietyllä syvyydellä pinnasta alkaen. Samansisältöiset kaaviot on esitetty Comité Euro International Du Béton (CEB) vuonna 1982 valmistuneessa raportissa No 145. CEB:n raportissa on lisäksi sellaisia poikkileikkauksia, jotka Eurokoodin vakiotaulukoista puuttuvat. Eurokoodi sallii myös muiden taulukoiden käyttämisen.

Esimerkkirakenteessa, 60 minuutin palonkestoajalle yli 500 asteen vyöhyke on edenny $a := 22\text{ mm}$

Esimerkkirakenteen terästen keskiöetäisyys on 25 mm ja taulukoiden mukaan tällöin terästen lämpötila on: $t := 444$

Eurokoodin (1992-1-2) kohdasta 4.2.4.3 löytyy teräksen heikennetylle lujuudelle laskukaavat. Niitä käyttämällä saadaan esimerkkirakenteessa teräksen heikennytyksi lujuudeksi:

$$k_s := 0.57 - 0.13 \cdot \frac{(t - 500)}{100} = 0.64$$

Palotilanteessa teräksen lujuus on yksinkertaisesti teräksen ominaislujuus normaalitilanteessa kerrottuna tällä heikennyskerroimella: $f_{ydp} := f_{yk} \cdot k_s = 321.4 \cdot \text{MPa}$

Palotilanteessa riittää, että tutkitaan vain suurimmat kenttämomentit aiheuttavaa kuormitustapausta. Tässä esimerkkirakenteessa sellainen on KT1. Nyt käytetään varmuuskertoimina onnettomuustilanteen mukaisia kuormia:

$\psi_2 := 0.3$ Hyötykuorman alentamiseen tarvittava kerroin onnettomuustilanteessa.

$$\text{KT1 hyötykuorma: } q_{hp} := \psi_2 \cdot q_l = 3.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{KT1 oma paino: } g_{lp} := (g_{palkki} + g_{laatta}) \cdot l = 28.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lasketaan sitten suunnittelukuormat osavarmuuskertoimilla kerrottuna mitoitettavalle rakenteelle:

$$q_{lp} := g_{lp} + q_{hp} = 32.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lasketaan rakenteen maksimimomentti, joka sijaitsee esimerkkirakenteella palkin keskellä:

$$M_p := \frac{q_{lp} l^2}{8} = 303.71 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Palotilanteessa betonin mitoituspuristuslujuus on normaalitilannetta vastaava, mutta betoniteräksissä käytetään aikaisemmin laskettua heikennettyä mitoituslujuutta:

$$\text{Betonin mitoituspuristuslujuus: } f_{cdp} := f_{ck} = 30 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Betoniterästen mitoituslujuus: } f_{ydp} = 321.4 \cdot \text{MPa}$$

Lasketaan seuraavaksi palkin palotilanteen viidensadan asteen säännön mukaisesti redusoidut mitat:

$$b_p := b - 2 \cdot a = 256 \cdot \text{mm}$$

$$h_p := h - a = 578 \cdot \text{mm}$$

Tämän jälkeen voidaan laskea teräsmäärä maksimimomentille samalla tavalla kuin normaalitilanteessa. Niistä esitetty vain kaavat ja tulokset.

$$\text{Suhteellinen momentti: } \mu_p := \frac{M_p}{b_p \cdot d^2 \cdot f_{cdp}} = 0.12 \quad < \mu_b = 0,358 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristuspinnan suhteellinen korkeus: } \beta_p := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_p} = 0.13 \quad < \beta_b = 0,467 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristetun pinnan tehollinen korkeus } y_p := \beta_p \cdot d = 74.74 \cdot \text{mm}$$

Palotilanteessa riittävä maksimimomenttia vastaava teräsmäärä:

$$A_{S,\text{vaadpalo}} := \frac{y_p \cdot b_p \cdot f_{cdp}}{f_{ydp}} = 1.79 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Tätä arvoa voidaan mitata normaalitilanteen vaadittuun teräsmäärään, jonka laskentaperiaatteina on käytetty Eurokoodin taulukkomitoitusta. Näin pystytään vertaamaan taulumitoituksen ja isotermin-500-menetelmän mukaisen mitoituksen vaatimuksia teräsmäärälle.

Esimerkkirakenteella ero taulukkomitoitukseen nähden voidaan laskea ja se on:

$$\frac{A_{S,\text{vaad}}}{A_{S,\text{vaadpalo}}} - 1 = 32.98\%$$

Tämä voidaan tulkita niin, että isotermin-500-menetelmää käyttäen palkilla on noin 30% enemmän kapasiteettia kuin taulukkomitoituksen perusteella saatuna tuloksena tämän rakenteen kohdalla. Tässä on verrattu teräsmääriä ja isotermin-500-menetelmän perusteella laskettuna 30% vähemmän terästä antaa saman kapasiteetin palotilanteessa.

Palomitoitus vyöhykementelmällä

Vyöhykementelmän ja isotermin-500-mentelmän eroavaisuus ei ole suuri. Vyöhykementelmässä ei automaattisesti poikkileikkauksesta redusoida yli 500 asteen lämpötilassa olevaa betonia. Vyöhykementelmässä poikkileikkauksen redusointi tehdään jakamalla poikkileikkaus useaan saman suuruiseen vyöhykkeeseen.

Valitaan tässä esimerkissä vyöhykkeen paksuudeksi 50 mm, mikä tarkoittaa 12 vyöhykettä. Vyöhykkeitä on hyvä olla vähintään 3, mutta mitä useampaan vyöhykkeeseen rakenne jaetaan sitä tarkempi ja luotettavampi vyöhykementelmä on. Esimerkissä käytetty 12 vyöhykettä on käsinlaskentaan sopiva vyöhykkeiden määrä.

Taulukossa 1 on teräksen lämpötila katsottu samasta kaaviosta kuin isotermin-500-mentelmässä (SFS-EN 1992-1-2, Liite A tai CEB No 145). Heikennyskerroin k_c on laskettu Eurokoodin taulukon 3.1 perusteella, interpoloimalla suoraviivaisesti taulukon arvojen välillä. Kuten taulukosta huomataan, näin suuressa palkissa lämpötila nousee tunninpalonkestolla vain betonin pintakerroksissa. Etäisyys sarakkeessa on vyöhykkeen keskipisteen etäisyys palkin alareunasta.

Taulukko 1: Betonin lämpötilan nousu vyöhykkeittäin 1 tunnin palossa

Vyöhyke	Lämpötila	k_c	etäisyys
1	444	0,6428	25
2	104	0,996	75
3	47	1	125
4	36	1	175
5	34	1	225
6	34	1	275
7	34	1	325
8	34	1	375
9	34	1	425
10	34	1	475
11	33	1	525
12	30	1	575
	s_{kc}	11,6388	

Taulukon perusteella voidaan laskea tietyn poikkileikkauksen keskimääräinen pienennyskerroin. (1992-1-2 B.11) Keskimääräisen pienennyskerroimen avulla voidaan laskea pois redusoitavan betonin määrä (1992-1-2 B.12 tai B.13).

$$n_v := 12 \quad s_{k_c} := 11.6388$$

$$k_{cm} := \frac{\left(1 - \frac{0.2}{n_v}\right) \cdot s_{k_c}}{n_v} = 0.95$$

$$w := \frac{h}{2} = 300 \cdot \text{mm} \quad k_{cM} := 1$$

$$a_z := w \cdot \left(1 - \frac{k_{cm}}{k_{cM}}\right) = 13.88 \cdot \text{mm}$$

Kuten oli odotettavissa vyöhykemenetelmää käyttäessä palkin poikkileikkausta tarvitsee pienentää vähemmän kuin isotermin-500-menetelmässä. Laskenta etenee tästä eteen päin samalla tavalla kuin isotermin-500-menetelmässä, joten tässä on esitetty vain kaavat.

Palkin redusoidut poikkileikkausmitat:

$$b_{pv} := b - 2 \cdot a_z = 272.24 \cdot \text{mm}$$

$$h_{pv} := h - a_z = 586.12 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Suhteellinen momentti: } \mu_{pv} := \frac{M_p}{b_{pv} \cdot d^2 \cdot f_{cdp}} = 0.12 < \mu_b = 0.358 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristuspinnan suhteellinen korkeus: } \beta_{pv} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{pv}} = 0.12 < \beta_b = 0.467 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristetun pinnan tehollinen korkeus } y_{pv} := \beta_{pv} \cdot d = 69.96 \cdot \text{mm}$$

$$A_{S, \text{vaadvyohyke}} := \frac{y_{pv} \cdot b_{pv} \cdot f_{cdp}}{f_{ydp}} = 1.78 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{A_{S, \text{vaadpalo}}}{A_{S, \text{vaadvyohyke}}} - 1 = 0.45\%$$

$$\frac{A_{S, \text{vaad}}}{A_{S, \text{vaadvyohyke}}} - 1 = 33.58\%$$

Vyöhykemenetelmä on myös tarkempi menetelmä kuin taulukkomitoitus, mutta vertailu isotermin-500-menetelmän kanssa antaa enää huomattavasti pienemmän eron (0,5%). Käytännön laskennassa vyöhykemenetelmä on isotermin-500-menetelmää työläämpi, koska jokaiselle vyöhykkeelle on katsottava lämpötila erikseen verrattuna isotermin-500-menetelmän yhden lämpötilan katsomiseen taulukosta. Eron ollessa kuitenkin näinkin pieni näiden menetelmien välillä kannattaa suosia isotermin-500-menetelmää. Tästä syystä myös muut tämän diplomityön laskentaesimerkit on laskettu isotermin-500-menetelmää käyttäen.

LIITE 2

Case 2: Alalaattapalkisto

Case 2: Alalaattapalkisto

Ensimmäisessä tapausesimerkissä käsiteltiin palomitoitusta Eurokoodin mukaisesti. Näissä muissa tapausesimerkeissä käytetään samoja laskentamenetelmiä, mutta keskitytään ensisijaisesti tapauksena olevan rakenteen mitoittamiseen.

Toisena tapausesimerkkinä on vuonna 1942 valmistuneen Helsingissä sijaitsevan pientalon, Rantapolku 10:n alalaattapalkisto. Tästä alalaattapalkistosta mitoitamme toisen kerroksen palkit 10 ja 11. Nämä palkit muodostavat kaksiaukkoisen kahdesta venepalkista koostuvan rakenteen.

Rakennus on ollut asuinkäytössä, joten hyötykuormana voidaan käyttää alkuperäistä käyttötarkoituksesta johtuvaa hyötykuormaa $1,5 \text{ kN/m}^2$. Kevyiden väliseinien sekä lattiarakenteen aiheuttama kuorma on noin $0,2 \text{ kN/m}^2$.

Tehdään pieni, varmalla puolella oleva, yksinkertaistus venepalkkien oman painon osalta, laskemalla palkkien oma paino uuman paksuimman kohdan mukaisesti.

Palkin korkeus: $h := 430 \text{ mm}$

Alalaatan korkeus: $h_1 := 40 \text{ mm}$

Uuman leveys: $b_{\text{aukko}} := 130 \text{ mm}$ $b_{\text{tuki}} := 100 \text{ mm}$ $b_{\text{paksu}} := 140 \text{ mm}$

Palkin pituus: $L_1 := 8.7 \text{ m}$

Palkin kuormitusala: $k := 1.415 \text{ m}$

Lasketaan kuormat (karakteristiset arvot).

Palkin ja laatan oma paino (tiheys 25 kN/m^3):

$$g_{\text{palkki}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot b_{\text{paksu}} \cdot h = 1.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{laatta}} := k \cdot h_1 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1.42 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{kevyetrakenteet}} := k \cdot 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.28 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hyötykuorman ominaisarvo:

$$p_1 := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

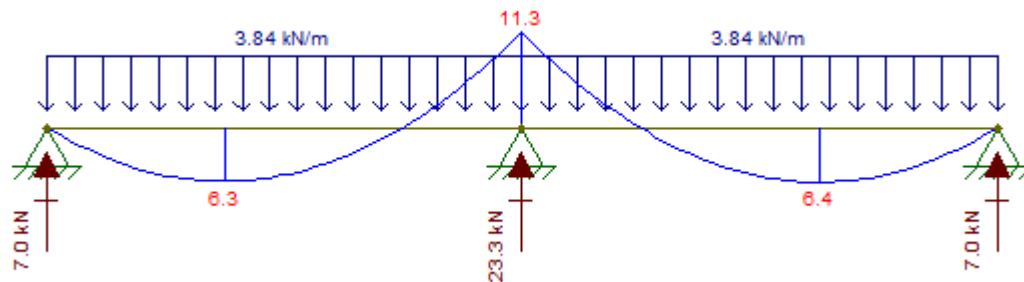
Todellisessa mitoitusilanteessa tulisi tutkia myös kuorman siirtyminen ja hakea sitä kautta suurimmat mahdolliset momentin ja leikkausvoiman arvot rakenteessa. Tämä erilaisten kuormitustapauksien tutkiminen ei ole tämän tutkimuksen kannalta oleellista, joten käytetään ensimmäinen kuormitustapaus mitoittavana (näin ei todellisuudessa ole, vaan mitoittava kuormitustapaus kenttämomenttien osalta yleensä syntyy, kun kaksiaukkoisissa palkissa on vain toisessa kentässä hyötykuormaa.)

Palotilanteessa hyötykuormaa voidaan vähentää kertoimella: $\psi_2 := 0.3$
(Kerroin löytyy Eurokoodin yleisestä osasta)

$$\text{KT1 hyötykuorma: } q_h := \psi_2 \cdot p_1 \cdot k = 0.64 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{KT1 oma paino: } g_1 := (g_{\text{palkki}} + g_{\text{laatta}} + g_{\text{kevyetrakenteet}}) = 3.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p := q_h + g_1 = 3.84 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



$$M_a := 6.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t := 11.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Määritellään käytettävät materiaalit

Betoni BK200 ja teräs St52

$$f_{ck} := 13 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 340 \text{ MPa}$$

Materiaalien lujuudet on otettu diplomityön osassa 4.3.1. esitetystä taulukosta 3

Palomitoitus isotermi-500-menetelmällä

Teräkset sijaitsevat laatan puolella, joten tutkitaan laatan taulukoita (CEB 145) selvittäessämme yli 500 asteisen betonin määrää. Tutkitaan 60 minuutin palorasitusta ja 60 mm paksua laattaa (vastaa parhaiten 40 mm alalaattapalkiston laattaa taulukoiduista laatoista). Sillä 40 mm laattaa ei ole taulukoitu. Tämä johtaa lievästi riskialttiilla puolella olevaan ratkaisuun (asiaa pohdittu tarkemmin työn varsinaisessa tekstiosassa).

Taulukoista huomataan, että yli 500 asteista betonia 60 minuutin palonkestoajalla rakenteessa on:

$$a := 22 \text{ mm}$$

Teräksien lämpötila saadaan samasta taulukosta, olettaen niiden peitepaksuus* 15 mm ja siten keskiöetäisyys 23 mm (16 mm teräksille)

*Oletus siksi, että kohteen betonipeitepaksuuksia ei ole mitattu tässä kohteessa.

$$t := 489 \text{ astetta}$$

Lämpötilan perusteella voidaan laskea teräksen heikennetty lujuus:

$$k_s := 0.57 - 0.13 \cdot \frac{(t - 500)}{100} = 0.58$$

Palotilanteessa teräksien lujuus:

$$f_{ydp} := f_{yk} \cdot k_s = 198.66 \text{ MPa}$$

Betonin mitoituspuristuslujuus:

$$f_{cdp} := f_{ck} = 13 \text{ MPa}$$

Betoniterästen mitoitusnivutuslujuus:

$$f_{ydp} = 198.66 \text{ MPa}$$

Palkin redusoidut poikkimitat:

$$b := b_{\text{aukko}} - 2 \cdot a = 86 \text{ mm}$$

$$h_p := (h + h_l) - a = 448 \text{ mm}$$

$$d := h - 31 \text{ mm} = 399 \text{ mm}$$

Lasketaan palotilanteessa vaadittava teräsmäärä aukkomentille ja verrataan sitä rakenteessa olevaan teräsmäärään. Tukia ei tässä tarvitse tarkastella, koska tuet ovat rakenteen kylmällä puolella ja kestävät siten varmasti, kestäväthän ne siellä myös normaalitilanteen suuremmat kuormat.

Aukon teräksiset:

$$\text{Suhteellinen momentti: } \mu := \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{cdp}} = 0.04 \quad < \mu_b = 0,358 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristuspinnan suhteellinen korkeus: } \beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.04 \quad < \beta_b = 0,467 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristetun pinnan tehollinen korkeus } y := \beta \cdot d = 14.38 \cdot \text{mm}$$

$$A_{S,\text{vaadpalo}} := \frac{y \cdot b \cdot f_{cdp}}{f_{ydp}} = 80.94 \cdot \text{mm}^2$$

$$\phi 16 := \pi \cdot (8 \text{mm})^2 = 201.06 \cdot \text{mm}^2$$

$$\phi 14 := \pi \cdot (7 \text{mm})^2 = 153.94 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{stodellinen}} := \phi 16 + \phi 14 = 355 \cdot \text{mm}^2$$

Rakenne kestää helposti (tehdyillä oletuksilla) 60 minuutin palonkestovaatimuksen.

Vyöhykemenetelmän käyttäminen tällaisessa rakenteessa on mahdollista, mutta yleensä tarpeetonta. Sillä isotermin-500-menetelmällä rakenne yleensä saadaan kestäämään riittävän pitkä palonkesto aika. Vyöhykementelmässä olisi syytä jakaa vyöhykkeisiin ainoastaan alalaatta, kun määritellään poistettavan betonin määrää.

LIITE 3

Case 3: Laattapalkki

Case 3: Laattapalkki

Kolmantena esimerkkinä mitoitetaan Helsingissä sijaitsevan, vuonna 1948 valmistuneen entisen tehdasrakennuksen Heikkiläntie 6:n viidennen kerroksen vesikaton laattapalkit, jotka muodostavat ripalaataston. Rakennuksen tulevassa käyttötarkoituksessa rakennukselta vaaditaan 60 minuutin palonkesto aika.

Laattapalkkeille tehtiin betonipeitepaksuusmittauksia kenttätutkimuksien yhteydessä yhteensä 410:stä mittauspisteestä. Suuri osa mittauspisteistä oli kuitenkin hakateräksistä, sekä työteräksistä, joten jakaumalle tehtiin tässä diplomityössä luvussa 4.2.3 esitetyn tulkinnan mukainen epärelevanttien tuloksien poisto. Lopulliseen jakaumaan mittauspisteitä jäi 250 kpl, molemmat jakaumat on esitetty diplomityön liitteessä 5.

Ripalaataston mitat:

Palkin korkeus: $h := 360\text{mm}$

Laatan paksuus: $h_1 := 80\text{mm}$

Uuman leveys: $b := 110\text{mm}$

Palkin pituus: $L_1 := 4.95\text{m}$

Kuormitusala / palkki: $k := 1.4\text{m}$

Betonipeitepaksuuden arvo: $c_1 := 32\text{mm}$

Eurokoodin (EN 1992-1-2) palkkien taulukkomitoituksen (taulukko 5.5.) palkit kuuluvat 30 minuutin palonkestoluokkaan, sillä 60 minuutin palonkestoluokka vaatisi vähintään 120 mm:n leveyttä palkeille. Ripalaataston taulukkoa (EN 1992-1-2 taulukko 5.10) ei voitu tässä käyttää, koska kyseinen taulukko on otsikkonsa mukaisesti tarkoitettu ainoastaan ristiinkantaville ripalaatastoille. Ripalaataston taulukon perusteella ripalaatasto olisi saatu mitoitettua 60 minuutin palonkestoluokkaan.

Selvitellään ensin rakenteen kuormitus tulipalotilanteessa (onnettomuustilanne):

Lasketaan kuormat (karakteristiset arvot).

Palkin ja laatan oma paino (betonitiheys 25 kN/m^3):

$$g_{\text{palkki}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot b \cdot h = 0.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{laatta}} := k \cdot h_1 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lumikuorman ominaisarvo, alkuperäisten suunnitelmien mukaisesti:

$$p_1 := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Suomen kansallisen liitteen mukaan palotilanteessa hyötykuormalle tehtävä vähennyskerroin lumikuormalle on: $\psi_2 := 0.2$

$$\text{KT1 lumikuorma: } q_h := \psi_2 \cdot p_1 \cdot k = 0.28 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{KT1 oma paino: } g_1 := (g_{\text{palkki}} + g_{\text{laatta}}) = 3.79 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p := q_h + g_1 = 4.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M := p \cdot \frac{L_1^2}{8} = 1.25 \times 10^4 \cdot \text{N} \cdot \text{m}$$

Määritellään käytettävät materiaalit

Betoni CK200 ja teräs St37 $f_{ck} := 13\text{MPa}$ $f_{yk} := 240\text{MPa}$

Materiaalien lujuudet on otettu diplomityön osassa 4.3.1 esityistä taulukoista.

Palomitoitus isotermi-500-menetelmällä

Ripalaataston palkkien mitat asettavat haasteen käytettävien lämpötilaprofilien valinnassa. Sopivimmat palkeista löytyvät vaihtoehdot ovat 160 x 80 mm ja 320 x 160 mm palkit.

Piennemmässä palkissa 500 asteen isotermi sijaitsee alapinnasta mitattuna 136 mm syvyydessä.

Suurempaa palkkia ei voida sellaisenaan käyttää, koska tulos olisi silloin selvästi epävarmalla puolella. Suuremman palkin kohdalla lukemalla lämpötilaprofiilia 110 mm leveää palkkia vastaavasta kohdasta. Myös tämä lähestymistapa on epävarmalla puolella, mutta selvästi vähemmän kuin suoraan suuremman palkin käyttäminen. Erosta saa käsityksen vertaamalla samaa kohtaa molemmista lämpötilaprofiileista.

Esimerkiksi 40 mm syvyydellä pienemmän profiilin keskellä lämpötila on 738 astetta, samasta kohdasta suurempaa profiilia luettu lämpötila on 637 astetta. Näitä vastaavat lämpötilan perusteella tehtävät heikennykset ovat pienemmälle profiilille 90% ja suuremmalle profiilille 75%. Ero johtuu siitä, että toiseen lämpötilaprofiiliin kuuma betoni vaikuttaa ainoastaan toiselta puolelta. Profiilit eivät ole lineaarisia, joten ero vaihtelee. Tutkitussa kohdassa ero on 2,5 kertainen!

Lasketaan tässä esimerkissä nyt palonkesto 60 minuutin palossa näiden kahden "väärän" kokoisen palkin lisäksi Frilo TA-ohjelmalla lasketun oikean kokoisen palkin lämpötilaprofiilille. Lämpötilaprofiili on tämän laskuesimerkin viimeisellä sivulla.

Poistettavan betonin (yli 500 astetta) määrät ovat:

Alapinnasta:
Piennemmässä profiilissa: $a_p := 136\text{mm}$

Todellisessa profiilissa $a_t := 59\text{mm}$

Suuremmassa profiilissa: $a_s := 35\text{mm}$

Sivuilta:
Piennemmässä profiilissa: $a_{ps} := 31\text{mm}$

Todellisessa profiilissa: $a_{ts} := 31\text{mm}$

Suuremmassa profiilissa:
(käytetään samaa kuin
alapinnasta, varmalla puolella
oleva yksinkertaistus) $a_{ss} := 35\text{mm}$

Kohteen rakennepiirustukset ovat hieman kärsineet mikrofilmauksessa, mutta niiden perusteella vesikattopalkkien pääraudoitus on tehty neljällä 15 mm pääteräksellä.

Palkkien terästen keskiöetäisyys on betonipeitepaksuus (c) + 1/2 pääterästen halkaisijasta eli 40 mm. Luetaan lämpötilaprofiileista tätä vastaavat terästen lämpötilat.

Terästen lämpötila pienemmässä profilissa: $t_p := 686$ astetta

Lämpötilan perusteella voidaan laskea teräksen heikennetty lujuus:

$$k_{sp} := 0.1 - 0.47 \cdot \frac{(t_p - 700)}{200} = 0.13$$

Terästen lämpötila todellisessa profilissa: $t_t := 564$ astetta

Lämpötilan perusteella voidaan laskea teräksen heikennetty lujuus:

$$k_{ts} := 0.1 - 0.47 \cdot \frac{(t_t - 700)}{200} = 0.42$$

Terästen lämpötila suuremmassa profilissa: $t_s := 437$ astetta

Lämpötilan perusteella voidaan laskea teräksen heikennetty lujuus:

$$k_{ss} := 0.57 - 0.13 \cdot \frac{(t_s - 500)}{100} = 0.65$$

Palotilanteessa teräksien lujuus pienemmälle profilille: $f_{ydpp} := f_{yk} \cdot k_{sp} = 31.9 \cdot \text{MPa}$

Palotilanteessa teräksien lujuus todelliselle profilille: $f_{ydp} := f_{yk} \cdot k_{ts} = 100.7 \cdot \text{MPa}$

Palotilanteessa teräksien lujuus suuremmalle profilille: $f_{ydp_s} := f_{yk} \cdot k_{ss} = 156.46 \cdot \text{MPa}$

Betonin mitoituspuristuslujuus: $f_{cdp} := f_{ck} = 13 \cdot \text{MPa}$

Redusoidut poikkileikkausmitat lämpötilaprofiileille:

Pienempi profiili:

$$b_{pp} := b - 2 \cdot a_{ps} = 48 \cdot \text{mm}$$

$$h_{pp} := (h + h_l) - a_p = 304 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Tehollinen korkeus: } d_p := h_{pp} - 43 \text{ mm} = 261 \cdot \text{mm}$$

Todellinen profiili:

$$b_{pt} := b - 2 \cdot a_{ts} = 48 \cdot \text{mm}$$

$$h_{pt} := (h + h_l) - a_t = 381 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Tehollinen korkeus: } d_t := h_{pt} - 43 \text{ mm} = 338 \cdot \text{mm}$$

Suurempi profiili:

$$b_{ps} := b - 2 \cdot a_s = 40 \cdot \text{mm}$$

$$h_{ps} := (h + h_l) - a_s = 405 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Tehollinen korkeus: } d_s := h_{ps} - 43 \text{ mm} = 362 \cdot \text{mm}$$

Palkille vaadittu raudoitus palotilanteessa 60 minuutin paloaltistuksessa:

Pienempi profiili:

$$\text{Suhteellinen momentti: } \mu_p := \frac{M}{b_{pp} \cdot d_p^2 \cdot f_{cdp}} = 0.29 < \mu_b = 0,358 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristuspinnan suhteellinen korkeus: } \beta_p := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_p} = 0.36 < \beta_b = 0,467 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristetun pinnan tehollinen korkeus } y_p := \beta_p \cdot d_p = 93.17 \cdot \text{mm}$$

$$A_{S,\text{vaadpalopieni}} := \frac{y_p \cdot b_{pp} \cdot f_{cdp}}{f_{ydp}} = 1.82 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Todellinen profiili:

$$\text{Suhteellinen momentti: } \mu_t := \frac{M}{b_{pt} \cdot d_t^2 \cdot f_{cdp}} = 0.17 < \mu_b = 0,358 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristuspinnan suhteellinen korkeus: } \beta_t := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_t} = 0.19 < \beta_b = 0,467 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristetun pinnan tehollinen korkeus } y_t := \beta_t \cdot d_t = 65.44 \cdot \text{mm}$$

$$A_{S,\text{vaadpalotodellinen}} := \frac{y_t \cdot b_{pt} \cdot f_{cdp}}{f_{ydp}} = 405.48 \cdot \text{mm}^2$$

Suurempi profiili:

$$\text{Suhteellinen momentti: } \mu_s := \frac{M}{b_{ps} \cdot d_s^2 \cdot f_{cdp}} = 0.18 < \mu_b = 0,358 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristuspinnan suhteellinen korkeus: } \beta_s := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_s} = 0.2 < \beta_b = 0,467 \text{ eli OK}$$

$$\text{Puristetun pinnan tehollinen korkeus } y_s := \beta_s \cdot d_s = 73.73 \cdot \text{mm}$$

$$A_{S,\text{vaadpalosuuri}} := \frac{y_s \cdot b_{ps} \cdot f_{cdp}}{f_{ydp}} = 245.05 \cdot \text{mm}^2$$

Rakenteen raudoituksen perusteella laskettu rakenteen teräsmäärä:

$$A_s := 4 \cdot 3.14 \cdot \frac{(15\text{mm})^2}{4} = 706.5 \cdot \text{mm}^2$$

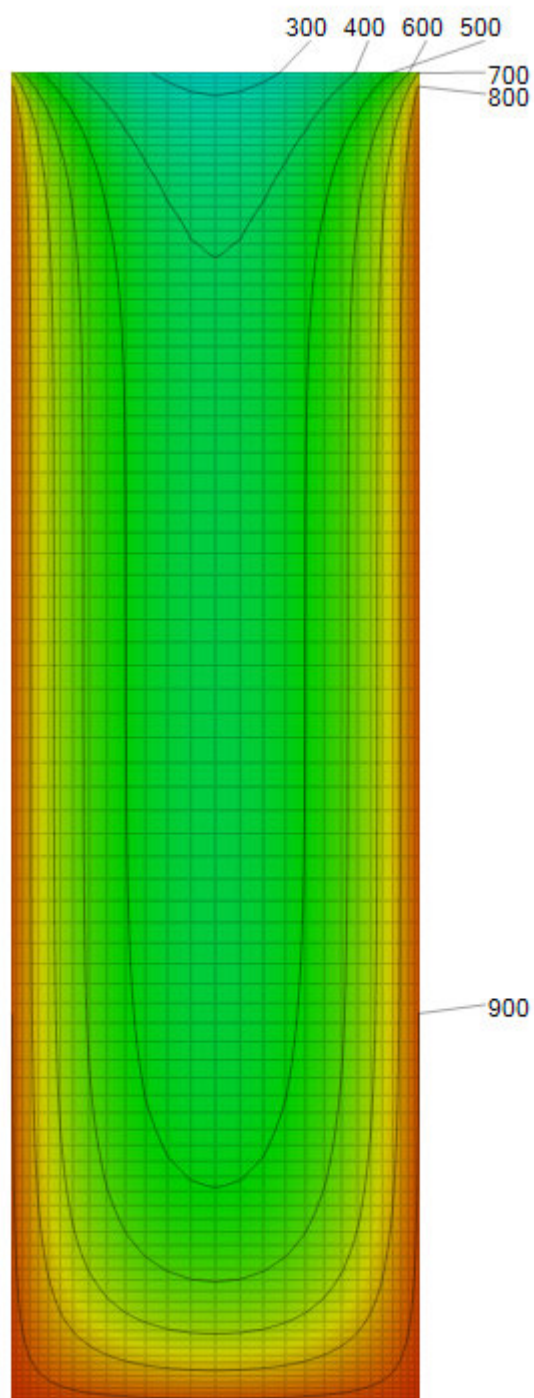
Tämän perusteella pienemmällä lämpötilaprofiililla (reilusti varmalla puolella) mitoitettuna rakenne ei kestä 60 minuutin palonkestoaikaa.

Todellisella profiililla tehdyn mitoituksen perusteella rakenne kestää vaaditun palonkestoajan.

Todellista suuremmalla profiililla lopputulokseen jää 2,9 kertainen varmuus. Alussa tehdyn arvion perusteella menetelmä on 2,5 kertaisesti epävarmalla puolella, joten myös suuremman profiilin menetelmällä palkki kestää vaaditun palonkeston. Tätä menetelmää ei suositella!

Todellisen profiilin lämpötilaprofiili laskettuna Frilo TA -ohjelmalla:

Temperature profile 11x36 t=60min



LIITE 4

Case 4: Suorakaidepilari

Case 4: Suorakaidepilari

Pilarien mitoitus ei radikaalisti eroa palkkien mitoituksesta, kun käytetään isotermin-500-menetelmää mitoitusmenetelmänä.

Käytetään esimerkkikohteena Vantaalla sijaisevan Paperitukku Oy:n pilareita. Rakennus on valmistunut vuonna 1974. Tarkasteltaville suorakaidepilareille vaaditaan kahden tunnin eli 120 minuutin palonkesto aika.

Ensimmäisenä selvitetään pilareissa käytetyt materiaalit. Piirustuksien ja laskelmien perusteella käytetty betoni on laatua AK400 ja teräs on laatua A40H. Näiden materiaaliominaisuudet ovat diplomityön taulukoiden perusteella seuraavat.

Betonin puristuslujuus:

$$\sigma_{\text{bcrit}} := 26 \text{ MPa} = 26 \cdot \text{MPa}$$

Teräksen vetolujuus:

$$\sigma_{\text{tcrit}} := 400 \text{ MPa}$$

Käytetään laskennassa isotermin 500 -menetelmää, jonka mukaisesti poikkileikkausta piennennetään vaadittavan palonkestoajan (R120) mukaisesti kaikista palolle alttiista suunnista.

Tutkittavat pilarit ovat kooltaan 450 x 450 mm, joten paras varmalla puolella oleva profiili on 400 x 400 mm, joka löytyy CEB 145:stä. Eurokoodin liitteen A lämpötilaprofiileista 300 x 300 mm pilari vastaa parhaiten tilannetta.

Koska aikaisemmissa esimerkeissä on käytetty ranskalaisen tutkimuksen lämpötilaprofiileja, valitaan tällä kertaa Eurokoodin enemmän varmalla puolella oleva 300 x 300 mm:n lämpötilaprofiili.

Tästä lämpötilaprofiilista katsottuna 500 asteen isotermin ylittävän kerroksen paksuus $o_1^v := 40 \text{ mm}$

Poikkileikkauksen redusoitu koko palotilanteessa:

$$h := 450 \text{ mm} - 2v$$

$$b := 450 \text{ mm} - 2v$$

Terästen lujuuden heikentyminen huomioidaan kuten palkeilla. Tämän työn ohjeiden avulla mitatut ja tulkitut betonipeitepaksuuksien keskiarvot ovat 32 mm halkaisijaltaan 22 mm:n pääteräksille ja 34 mm halkaisijaltaan 18 mm:n pääteräksille.

Keskiöetäisyys on siis molemmille raudoitteille sama 43 mm. Mikäli keskiöetäisyydet ja siten terästen lämpötilat olisivat olleet eri suuruiset, olisi käytetty teräsmäärällä painotettua terästen lujuuden kertoimen keskiarvoa.

Terästen lämpötila:

$$T_1 := 480 \text{ astetta}$$

Terästen lujuuden heikennyskerroin:

$$k_s := 0.57 - 0.13 \cdot \frac{(T_1 - 500)}{100} = 0.6$$

Palotilanteen kuormitukset

Palotilanne on onnettomuustilanne, jossa Eurokoodi sallii käytettävän pienempiä hyötykuormia kuin käyttörajoitilamitoituksessa. Tässä tapauksessa sekä lumikuormaa, että tuulikuormaa voidaan pienentää.

Mikäli rakenne saavuttaa riittävän pitkän palonkestoajan myös normaalirajatilán kuormilla, voidaan laskelmat tehdä niillä. Tässä tapauksessa normaalirajatilán kuormat oli valmiiksi esitettyinä laskelmissa, joten kokeillaan käyttää niitä.

Laskelmien perusteella KT1 on kriittisin kuormitustapaus, joten tutkitaan KT1:

Momentti: $M := 52.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Leikkausvoima: $Q := 197 \text{ kN}$

Epäkeskisyys: $e_d := 268 \text{ mm}$

Lasketaan epäkeskisyydestä aiheutuva lisä momenttiin.

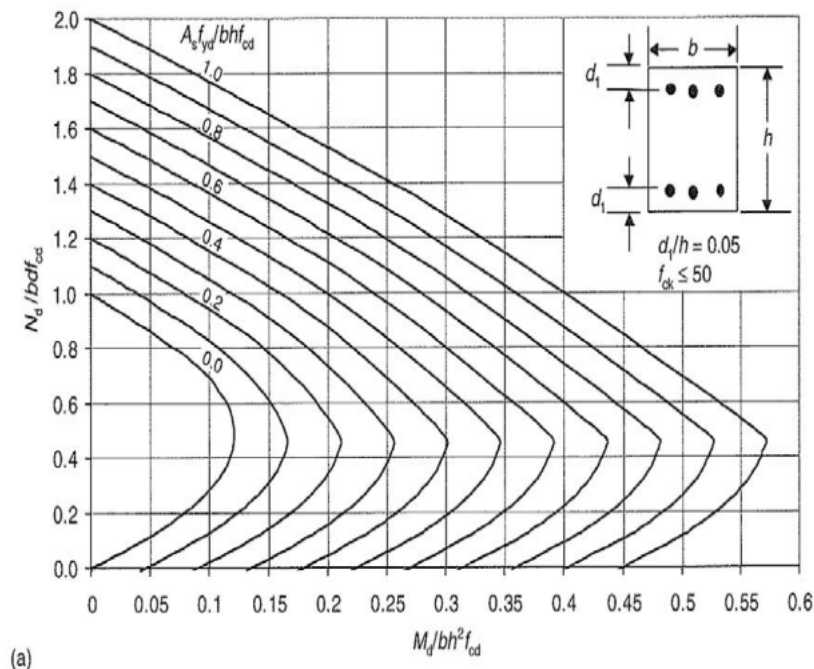
$M_e := e_d \cdot Q = 52.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Lopullinen laskentamomentti on:

$M_{Ed} := M_e + M$

Lasketaan suhteellinen normaalivoima ja suhteellinen momentti, jotta voidaan käyttää yhteisvaikutuskuvaajaa..

$$\nu := \frac{Q}{h \cdot b \cdot \sigma_{bcrit}} = 0.06 \quad \mu := \frac{M_{Ed}}{h^2 \cdot b \cdot (\sigma_{bcrit})} = 0.08$$



Yhteisvaikutuskuvaajasta saadaan kertoimeksi teräsmäärän kaavoihin: $k := 0.1$

Palotilanteen (R120) vaatimaksi teräsmääräksi saadaan:

$$A_{\text{svaad}} := h \cdot b \cdot k \cdot \frac{\sigma_{\text{bcrit}}}{\sigma_{\text{tcrit}} \cdot k_s} = 1.49 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Pilarin teräsmäärän ollessa:

$$\phi 22 := \pi \cdot (11 \text{ mm})^2 = 380.13 \cdot \text{mm}^2$$

$$\phi 18 := \pi \cdot (9 \text{ mm})^2 = 254.47 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{stod}} := 4 \cdot \phi 22 + 2 \cdot \phi 18 = 2.03 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Koska pilarin todellinen teräsmäärä on suurempi kuin palotilanteessa vaadittu, pilari kestää vaaditun palonkestoajan.

LIITE 5

Heikkiläntie 6 -peitepaksuusjakaumat

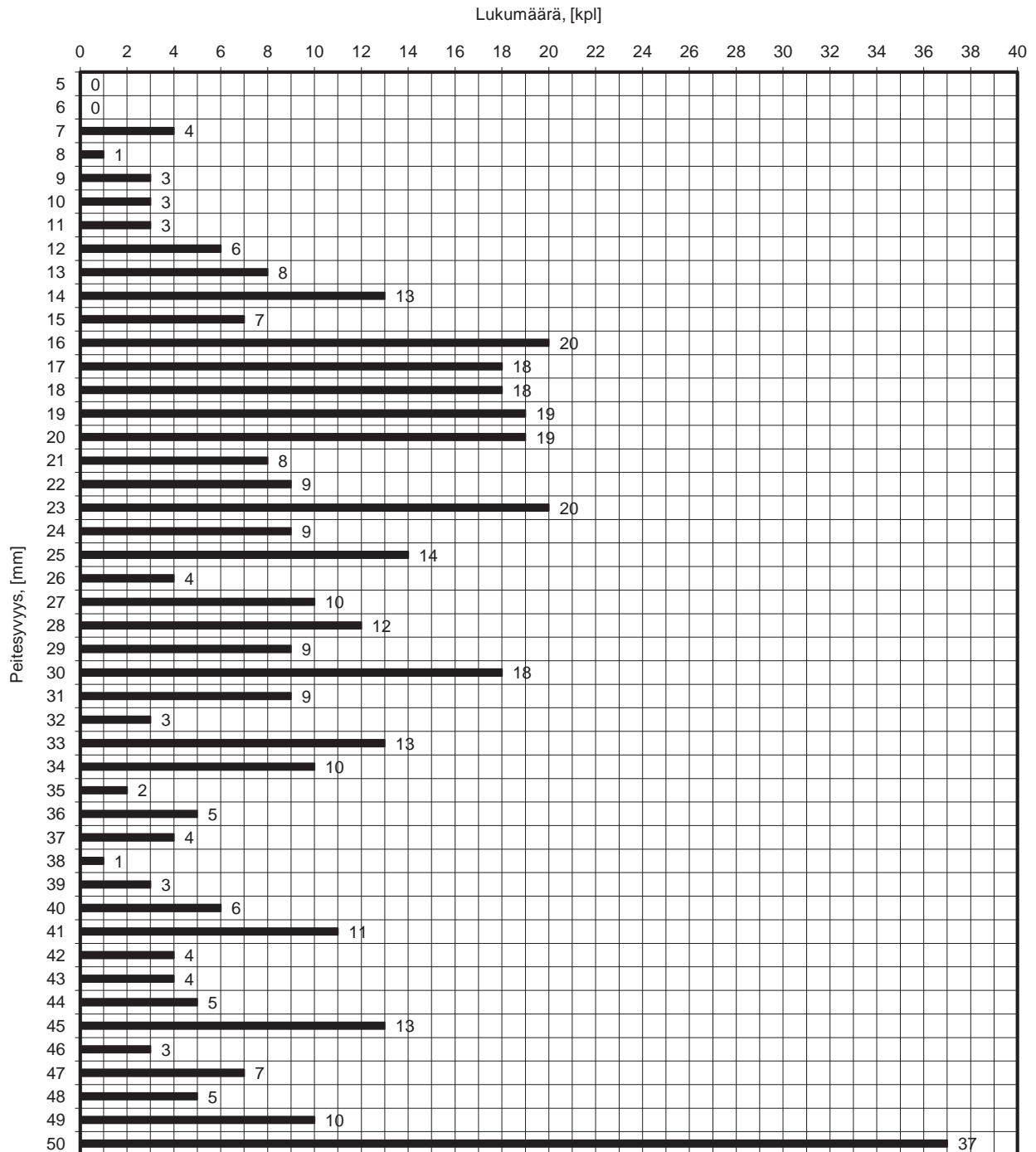
PEITEPAKSUUSJAKAUMA

Liite 5

1 / 2

Kohde: Heikkiläntie 6, Helsinki
Rakenne: 5. kerroksen kattopalkit

Terästen peitesyvyys: Keskiarvo: 29 [mm]
Maksimi: 66 [mm]
Mittauksia: 410 [kpl]



PEITEPAKSUUSJAKAUMA

Liite 5

2 / 2

Kohde: Heikkiläntie 6, Helsinki
Rakenne: 5. kerroksen kattopalkit, Epärelevantit tulokset poistettu

Terästen peitesyvyys: Keskiarvo: 32 [mm]
Maksimi: 49 [mm]
Mittauksia: 250 [kpl]

